

MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS, DES TRANSPORTS ET DU TOURISME

CIRCULAIRE n° 141 du 26 octobre 1953

(Direction du personnel, de la comptabilité et de l'administration générale. —
Personnel. — 4^e bureau)

(Non publiée au *Journal officiel*)

OBJET : Instructions provisoires relatives à l'emploi du béton précontraint.

Classement : T. P. 135/136.

*Le Ministre des Travaux Publics, des Transports et du Tourisme,
à MM. les Ingénieurs en chef des Ponts et Chaussées,*

En raison du développement des applications du béton précontraint, il a paru nécessaire à mon Administration de faire connaître aux Ingénieurs les conditions dans lesquelles les ouvrages construits avec ce matériau présentent des garanties de stabilité et de sécurité comparables à celles que l'on rencontre dans les modes de construction classiques.

Le Conseil général des Ponts et Chaussées, chargé de l'étude de cette question, en a confié l'examen à une commission spéciale dont il a ensuite étudié, amendé et adopté les propositions.

J'ai décidé d'approuver les textes proposés par le Conseil général des Ponts et Chaussées que vous trouverez ci-après en annexe, sous les numéros I, II, III et IV.

L'annexe I est constituée par les Instructions provisoires. Elles sont accompagnées de commentaires explicatifs en regard du texte et suivies d'exemples de calcul et de formules destinés à faciliter leur application.

L'annexe n° II est un extrait du rapport justificatif, en date du 5 février 1953, de la commission spéciale du Conseil général des Ponts et Chaussées chargée de préparer les instructions.

L'annexe III contient des recommandations pour la rédaction des devis particuliers des marchés de construction des ouvrages en béton précontraint et pour l'exécution de ces derniers.

Le Cahier des charges général ne contenant pas de prescriptions relatives au béton précontraint, il convient en effet, que les clauses techniques correspondantes figurent aux devis particuliers des marchés de construction des ouvrages. Je vous invite à vous conformer à ces recommandations dans la rédaction de ces devis.

L'annexe IV contient des éclaircissements complémentaires sur un point particulier qui est brièvement traité dans le rapport de la commission.

Vous remarquerez que les Instructions provisoires que je vous adresse excluent de leur champ d'application les ouvrages, ou parties d'ouvrages, qui ne répondraient pas à la définition du béton précontraint donnée à l'article 1^{er}, en ce qu'il y serait combiné l'emploi de forces artificiellement créées et d'armatures ordinaires sollicitées à l'extension. J'appelle votre attention sur le fait que cette disposition ne saurait être interprétée comme vous prescrivant de rejeter sans examen les constructions mixtes correspondantes. Une telle interprétation, contraire à l'esprit des commentaires de l'article 1^{er} des Instructions provisoires et au sentiment du Conseil général des Ponts et Chaussées ne pourrait apporter que des entraves aux progrès souhaitables et nécessaires de l'art de construire.

Je vous prie de m'accuser réception de la présente circulaire.

JACQUES CHASTELLAIN.

ANNEXE N° 1

À LA CIRCULAIRE N° 141 DU 26 OCTOBRE 1953

INSTRUCTIONS PROVISOIRES

RELATIVES À L'EMPLOI

DU BÉTON PRÉCONTRAIT

DANS LES OUVRAGES DÉPENDANT

DU MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS, DES TRANSPORTS

ET DU TOURISME

ET COMMENTAIRES EXPLICATIFS

INSTRUCTIONS

PRÉAMBULE

ARTICLE 1^{er}. — *Domaine d'application*

Les présentes instructions s'appliquent aux constructions en béton précontraint.

Une construction en béton est dite en béton précontraint lorsqu'elle est soumise à l'action d'un système de forces artificiellement créées et constamment appliquées, dites forces de précontrainte, telles que lorsque cette construction est soumise à l'effet simultané de ce système de forces, des charges, des surcharges et des actions diverses qu'elle peut être appelée à supporter, son béton constitutif doive résister en tous ses points en parfait état d'intégrité, sans fracture, ni fissure*.

TITRE PREMIER

Qualités des matériaux employés

ARTICLE 2. — *Armatures de précontrainte*

Les armatures de précontraintes sont celles dont la mise en tension permanente est utilisée pour développer les forces de précontrainte*.

Les caractéristiques mécaniques des aciers utilisés dans la constitution de ces armatures seront choisies :

D'une part pour que leurs risques de rupture soient pratiquement éliminés lors de la mise en tension, compte tenu des dispositions employées, des efforts maxima appliqués et des déformations éventuellement imposées;

D'autre part pour qu'on soit assuré qu'en service leur tension demeurera au moins égale au minimum escompté.

COMMENTAIRES EXPLICATIFS

*Les présentes instructions ne visent que les constructions en béton précontraint au sens de la définition ci-contre.

Les systèmes de construction qui, combinant l'emploi de forces artificiellement créées et d'armatures ordinaires sollicitées à l'extension et dans lesquels on accepte de ce fait la rupture du béton par traction (ou du moins sa possibilité), n'entrent pas dans la définition du béton précontraint.

Les parties de ces constructions qui répondraient à cette définition pourront être justifiées suivant les prescriptions des présentes instructions.

Les règles du béton armé pourront être appliquées aux parties de ces constructions dont les conditions d'équilibre ne diffèrent pas de celles que l'on rencontre dans la construction en béton armé.

Mais les parties de ces constructions dont les conditions d'équilibre seraient différentes de celles du béton précontraint et de celles du béton armé, ne paraissent point justifiables théoriquement en l'état actuel de l'art de l'ingénieur. Il conviendra de faire appel à l'essai et à l'expérience pour leur justification.

ARTICLE 2

*On vise ici le cas où la mise en tension d'armatures est utilisée pour créer les forces de précontrainte.

INSTRUCTIONS

ARTICLE 3. — *Armatures ordinaires*

Les armatures autres que les armatures de précontrainte sont appelées armatures ordinaires, quel que soit leur rôle.

Ces armatures seront caractérisées :

1° Dans tous les cas, par leur aptitude à subir sans risques de rupture les façonnages prévus.

2° Quand elles seront prises en compte dans la résistance des pièces précontraintes, par la valeur de leur limite d'élasticité.

3° Éventuellement par leur aptitude à être soudées.

La contrainte maximum des armatures ordinaires susceptibles d'être sollicitées en service à la traction, sera limitée aux cinquante-quatre centièmes de leur limite conventionnelle d'élasticité sous l'effet des causes de sollicitation qui ne comprendraient pas l'action du vent et aux soixante centièmes de cette même limite élastique dans le cas contraire*.

La contrainte maximum des armatures ordinaires susceptibles d'être sollicitées à la traction pendant la construction sera limitée aux soixante-quinze centièmes de leur limite conventionnelle d'élasticité**.

La contrainte maximum des armatures ordinaires qui seraient susceptibles d'être sollicitées à la compression, sera limitée aux soixante centièmes de leur limite conventionnelle d'élasticité***.

ARTICLE 4. — *Béton pour béton précontraint*

La qualité du béton sera caractérisée par :

1° Sa résistance de rupture par compression simple, à l'âge de 90 jours;

2° Sa résistance de rupture par traction simple, à l'âge de 90 jours*.

La composition du béton, les conditions de sa fabrication et de sa mise en œuvre seront telles que les caractéristiques escomptées soient effectivement atteintes. On entend par caractéristiques escomptées celles qui sont prises en compte dans le calcul du projet.

Un béton pour béton précontraint doit être un béton de haute qualité, à résistance élevée, forte compacité et faible déformabilité.

COMMENTAIRES EXPLICATIFS

ARTICLE 3

*Le cas de sollicitation en service à la traction d'armatures ordinaires ne concerne que les étriers des poutres.

**Le cas de sollicitation à la traction d'armatures ordinaires pendant la construction ne vise que les armatures longitudinales provisoirement employées en traction.

***L'obligation édictée à l'article 9 de tenir compte dans le calcul de cette contrainte des effets du retrait et du fluage du béton conduisant généralement à écarter l'acier doux pour la constitution des armatures comprimées.

Aucune justification de contrainte ne sera exigée pour les armatures ordinaires sollicitées à la compression, même si ces armatures sont susceptibles d'être sollicitées à la traction pendant la construction (cf. art. 11), si la limite d'élasticité de ces armatures est supérieure ou égale à 36 kg/mm².

Il est précisé que le dernier alinéa de l'article 3 n'est pas applicable aux armatures longitudinales, dites barres de montage. Seront considérées comme barres de montage les armatures dont le diamètre individuel serait inférieur à 8 mm dans tous les cas ou au 1/200 de la hauteur de la section précontrainte si cette hauteur mesure plus de 1,60 m, et dont la section totale serait inférieure au 1/2 000 de l'aire de la section précontrainte.

ARTICLE 4

*On pourra admettre que la résistance de rupture par cisaillement simple est égale à la résistance de rupture par traction simple.

INSTRUCTIONS

TITRE II

Préparation des projets

Données, principes et conduite du calcul

ARTICLE 5. — *Surcharges*

1^o *Ponts.* — Pour les ponts, le programme des surcharges à envisager, y compris leurs majorations dynamiques, sera conforme à celui qui est imposé aux ouvrages en béton armé de même destination, dans les instructions en vigueur.

Il en sera de même pour la pression du vent.

2^o *Halles de chemins de fer et combles.* — Pour les halles de chemins de fer et les combles de toute espèce, on se référera aux règlements en vigueur.

3^o *Autres ouvrages.* — Les autres ouvrages tels que les estacades, les hangars, les planchers, les murs de soutènement, les réservoirs, les conduites sous pression, etc., seront calculés en vue des surcharges les plus défavorables qu'ils auront à supporter soit en service, soit en cours de construction.

On tiendra compte, suivant les circonstances locales, de l'action du vent.

ARTICLE 6. — *Principes des justifications de stabilité des ouvrages*

Les justifications de stabilité des ouvrages pourront être fournies soit par référence directe à des essais, soit par le calcul appuyé sur des données expérimentales de base*.

1^o *Référence directe aux essais.* — Dans certains cas particuliers, les expériences directes sur un nombre suffisant d'unités d'une série d'éléments identiques, expériences conduites dans le domaine élastique puis poussées jusqu'à rupture, pourront valoir justifications de stabilité des éléments de la série**.

COMMENTAIRES EXPLICATIFS

ARTICLE 6

*Les données expérimentales de base sont par exemple les conditions de rupture du béton, le frottement d'un câble de type déterminé dans sa gaine, etc.

**La codification de ces essais expérimentaux ne faisant pas l'objet des présentes instructions, il appartiendra aux Ingénieurs d'apprécier pour quels éléments et dans quelles conditions ces justifications pourront être admises.

Leur attention est attirée sur ce que la détermination des coefficients de sécurité en service est délicate, et devra, à défaut d'errements satisfaisants, donner lieu à étude approfondie.

INSTRUCTIONS

2° *Justifications de calcul****. — Outre la justification de l'équilibre statique s'il n'est pas évidemment assuré, deux genres de justifications sont exigés pour une construction en béton précontraint.

Le premier genre est relatif à la résistance de l'ensemble en béton constituant la construction, sous les sollicitations énumérées à l'article 1^{er}. Les justifications correspondantes comprendront celles de la résistance du béton, matériau constitutif de l'ouvrage, en tout point de la construction, conformément aux prescriptions de l'article 11, ainsi que celles, s'il y a lieu, de la sécurité vis-à-vis des phénomènes d'instabilité (flambement, déversement).

Le second genre de justifications est relatif aux conditions de réalisation et aux valeurs des forces de précontrainte. Les justifications correspondantes seront produites conformément aux prescriptions de l'article 12, lorsque ces forces proviendront de la mise en tension d'armatures.

Les justifications des deux genres seront fournies pour toutes les phases distinctes de l'exécution, compte tenu de toutes les conditions réalisées et dans l'ordre de succession de ces phases****.

Les justifications du premier genre seront fournies quant aux ouvrages en service pour toutes les combinaisons possibles des dispositions des surcharges, des valeurs extrêmes de la température, et de l'action du vent*****.

COMMENTAIRES EXPLICATIFS

***Ces justifications sont un des objets essentiels des présentes instructions.

****Les forces de précontrainte sont le plus généralement mises en jeu avant l'achèvement des ouvrages, parfois en plusieurs étapes. Elles sont variables dans le temps. Il en résulte que lors de l'exécution, les forces de précontrainte et les charges sont ou peuvent être variables, ainsi que les formes des ouvrages eux-mêmes, leurs conditions de stabilité et la résistance de leur béton constitutif.

*****L'attention est attirée sur le fait que la stabilité des ouvrages en béton précontraint en service doit être justifiée d'une part lorsque l'ouvrage est à vide et d'autre part quand il est surchargé dans les conditions les plus défavorables.

INSTRUCTIONS

ARTICLE 7. — *Principes généraux du calcul des ouvrages*

Les calculs de déformation et de résistance seront effectués dans l'hypothèse de l'élasticité du béton et des armatures, conformément aux principes et par les procédés de la Résistance des Matériaux.

Dans la détermination des aires, centres de gravité, moments d'inertie, etc., des sections des pièces prismatiques pris en compte pour le calcul des déformations, on déduira les vides longitudinaux, tels que trous ou encoches, qui auraient été ménagés pour le passage des armatures de précontrainte. Pour le calcul des contraintes, on déduira en outre les vides, tels que trous ou encoches, de direction transversale à l'axe des pièces qui auraient été ménagés pour quelque raison que ce soit*.

Il pourra être tenu compte dans le calcul des éléments précédents de la section des armatures longitudinales de précontrainte multipliée par un coefficient d'équivalence convenablement choisi, dans le cas où ces aciers seraient mis en tension préalablement à la mise en œuvre du béton et effectivement enrobés dans ce dernier lors de cette mise en œuvre. A cet égard, une armature de précontrainte ne pourra être considérée comme enrobée que si chacun des éléments actifs, fils ou barres, qui la composent, peut entrer en contact direct avec le béton constitutif de l'ouvrage lui-même à l'exclusion de tout mortier d'injection, sans interposition de gaine ou de couche de lubrifiant (tel que bitume, huile ou graisse).

La largeur du hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure ne devra pas dépasser la moitié de l'intervalle existant entre deux poutres parallèles ni le 1/6 de la portée de la poutre.

Dans le calcul des systèmes hyperstatiques on tiendra compte, non seulement des déformations dues à l'influence des charges et des surcharges, mais aussi des déformations des ouvrages dues à l'influence des efforts de précontrainte.

On ne tiendra pas compte de l'influence éventuelle des déformations des ouvrages sur la valeur des forces de précontrainte**.

COMMENTAIRES EXPLICATIFS

ARTICLE 7

*Le remplissage des trous par injection de mortier de ciment après mise en tension des armatures de précontrainte ne saurait dispenser de déduire les vides correspondants, même pour le calcul de déformations ou de contraintes dues à des efforts appliqués après durcissement du mortier injecté.

**Prendre en compte la section des armatures de précontrainte dans le calcul des constantes mécaniques des pièces équivaut à tenir compte de l'influence des déformations sous surcharges. Par sa rédaction, le texte subordonne cette prise en compte à la certitude de l'adhérence des armatures au béton.

L'on pourra généralement se dispenser de tenir compte de la température sur la valeur des forces de précontrainte.

INSTRUCTIONS

ARTICLE 8. — Effets de la température

Il sera tenu compte de l'influence des effets thermiques sur la valeur des réactions d'appui pour les ouvrages qui ne seraient pas librement dilatables*.

ARTICLE 9. — Retrait et fluage du béton

Pour les ouvrages qui ne seraient pas librement dilatables, il sera tenu compte de l'influence sur la valeur des réactions d'appui, des diminutions proportionnelles des dimensions de la construction dues au retrait du béton, et éventuellement de son fluage*.

Pour tous les ouvrages, il sera tenu compte de l'influence, tant sur la tension des armatures de précontrainte que sur la contrainte des armatures ordinaires employées éventuellement en compression, des variations unitaires de longueur du béton dues à son retrait et à son fluage**.

COMMENTAIRES EXPLICATIFS

ARTICLE 8

*Il conviendra de justifier les valeurs admises dans le calcul pour les valeurs extrêmes $\pm \lambda$, de la dilatation unitaire et, compte tenu de la rapidité des variations thermiques, la valeur E_i pour le coefficient d'élasticité du béton précontraint. En général, sous le climat de la France continentale et pour des constructions non massives à l'air libre on pourra admettre pour le produit $\pm \lambda \cdot E_i$ des valeurs comprises entre $\pm 20 \text{ kg/cm}^2$ et $\pm 30 \text{ kg/cm}^2$.

ARTICLE 9

*Il conviendra de justifier les valeurs admises dans le calcul pour le raccourcissement proportionnel dû au retrait λ_r et pour le coefficient d'élasticité E_i du béton.

On pourra admettre qu'en France continentale, pour des constructions non massives à l'air libre, le produit $\lambda_r \cdot E_i$ a pour valeur 30 kg/cm^2 . Si, toutefois, des dispositions sont prises pour laisser une partie du retrait s'effectuer avant mise en jeu des liaisons d'appui on pourra admettre une valeur plus faible sans cependant descendre au-dessous de 10 kg/cm^2 .

Il sera loisible de tenir compte du fluage en assimilant son effet à une diminution du coefficient d'élasticité du béton. Dans ces conditions, le fluage sera souvent sans effet sur les réactions d'appui. S'il n'en est pas ainsi on pourra adopter comme valeur du coefficient d'élasticité du béton : sous les charges ou surcharges de courte durée d'application ou sous l'effet de modifications sur les liaisons d'appui :

$$E_i = 18.000 \sqrt{N}$$

INSTRUCTIONS

COMMENTAIRES EXPLICATIFS

et sous les charges et surcharges permanentes, les surcharges de précontrainte et les surcharges répétées :

$$E_d = 6.000 \sqrt{N}$$

les coefficients d'élasticité instantanée et différée E_i et E_d , ainsi que N , résistance de rupture par compression du béton, étant exprimés en kilogramme par centimètre carré. Dans les formules ci-dessus N est la résistance effective du béton compte tenu de son âge, pour un âge supérieur à 90 jours, on adoptera pour N la valeur de la résistance escomptée à 90 jours.

**Les armatures de précontrainte intérieures au béton et les armatures ordinaires employées en compression seront supposées subir les raccourcissements unitaires de retrait λ , et de fluage λ_f du béton qui les entoure.

On pourra admettre qu'en France continentale, pour des constructions non massives à l'air libre, λ , est égal à 0,0002. Pour des armatures de précontrainte soustraites par des gaines à l'action du retrait avant mise en tension on pourra adopter une valeur plus faible, mais supérieure ou égale à 0,0001, et seulement dans le cas où le béton aurait atteint, à la mise en tension des armatures, sa résistance escomptée à 90 jours.

Il sera loisible, en l'absence de résultats expérimentaux probants, de calculer le raccourcissement unitaire de fluage λ_f comme une déformation élastique différée en fonction de la constante de compression, n , du béton au niveau de l'armature intérieure, et de la résistance du matériau. L'on aura ainsi :

$$\lambda_f = n/E_f$$

E_f étant le coefficient de déformation sous fluage, coefficient dont la valeur exprimée en kilogramme par centimètre carré sera en fonction de N , résistance de rupture par compression du béton exprimée en kilogramme par centimètre carré.

$$E_f = \frac{E_i \times E_d}{E_i - E_d} = 9.000 \sqrt{N}$$

INSTRUCTIONS

ARTICLE 10. — *Relaxation des armatures de précontrainte*

Il sera tenu compte de l'influence de la relaxation de l'acier dans la détermination de la valeur de la tension des armatures de précontrainte qui aura été escomptée en tant que constituant le minimum en service visé à l'article 2.

Les justifications à produire seront basées sur des résultats expérimentaux et tiendront compte des modalités réelles de la mise en tension des armatures*.

COMMENTAIRES EXPLICATIFS

Dans les formules ci-dessus, n sera la contrainte maximale de service compte tenu des charges permanentes, des forces de précontrainte de service, des surcharges les plus défavorables susceptibles de se répéter, des effets de la température et du retrait.

N sera la résistance effective du béton au moment de l'application des forces de précontrainte, si elle est inférieure à la résistance escomptée à 90 jours, et cette résistance escomptée si la résistance effective lui est égale ou supérieure.

Les formules ne seront plus applicables et λ_f devra être majoré si le béton n'était pas assez âgé pour avoir atteint les huit dixièmes de la résistance escomptée à 90 jours. La mise en précontrainte du béton aussi jeune nécessite des précautions particulières.

ARTICLE 10

*On pourra admettre, sauf justification d'une valeur plus favorable, que pour des fils d'acier tréfilés, groupés en câbles à file parallèles, de 5 mm de diamètre, d'une résistance de rupture comprise entre 140 et 160 kg/mm² et tendus initialement entre 90 et 110 kg/mm², la perte de tension par relaxation est sensiblement égale à 10 % de la tension initiale.

INSTRUCTIONS

ARTICLE 11. — Résistance du béton

La justification de l'intégrité du béton résidera dans la vérification de ce que ses contraintes, en tout point de l'ouvrage, admettent pour bornes les frontières d'un domaine de sécurité déduit du domaine de résistance du matériau*.

Ce domaine de résistance pourra être défini à partir de la seule considération des résistances de rupture par compression simple, par traction simple et par cisaillement simple**.

Le calcul des contraintes devra tenir compte de toutes les influences visées aux articles 5 à 10.

Le domaine de sécurité sera, en règle générale, déduit du domaine de résistance par une réduction homothétique dans le rapport 1 à 0,28, par rapport à l'origine des vecteurs représentatifs des contraintes. Toutefois les exceptions suivantes dont les trois premières concernent les ouvrages dans les conditions de service, et la quatrième, les ouvrages pendant leur exécution, seront apportées à la règle générale.

Première exception. — Dans une pièce prismatique fléchie les fibres extrêmes devront toujours être comprimées. Sur la fibre extrême la plus proche de la ligne d'action des aciers de précontrainte la contrainte minima de compression sera au moins égale à 8 % de la contrainte maxima de compression sur cette fibre.

Il sera toutefois loisible de ne pas tenir compte de la présente exception pour les ouvrages ou parties d'ouvrages qui seraient protégés des intempéries, et dont la stabilité n'intéresserait pas la sécurité publique, et de se référer dans ce cas à la règle générale.

Deuxième exception. — Lorsque les dispositions d'une pièce fléchie seront telles que les contraintes de compression sur une fibre extrême ne pourront que diminuer par application des surcharges, il pourra être admis que la contrainte maximum de compression sur ladite fibre atteigne les 4/10 de la résistance de rupture par compression du béton.

Troisième exception. — Cette exception vise la résistance à l'effort tranchant des poutres ou arcs fléchis dans leur plan moyen.

COMMENTAIRES EXPLICATIFS

ARTICLE 11

* Cette justification ne pourra être considérée comme fournie que si le calcul produit comporte bien la prise en compte des contraintes principales extrêmes, et non pas seulement celle des contraintes principales qui seraient contenues dans un plan privilégié.

** Aucun choix n'est imposé aux Ingénieurs sur le mode de définition du domaine de résistance du béton. Le mode de définition choisi devra seulement s'accorder d'une manière suffisante avec les résultats expérimentaux. On pourra en particulier utiliser la notion de courbe intrinsèque.

*** n_1 et n_2 désignant les contraintes principales extrêmes de traction et de compression, la condition $n_2/n_1 \geq 49/4$ équivaut, dans le cas d'une précontrainte uniquement longitudinale où sont le plus aisément connues la contrainte, n , de compression qui s'exerce sur un élément de plan de section droite, et la contrainte, t , de cisaillement qui s'exerce sur cet élément de plan et sur l'élément normal à lui et au plan moyen de l'âme, à la condition $n/t \geq 45/14$ et également à la condition $n_s/t \geq 3,5$.

**** L'attention est attirée sur ce que dans les justifications relatives à une phase donnée de l'exécution, il conviendra de prendre en compte les valeurs effectives des forces de précontrainte et les résistances effectivement atteintes par le béton à cette phase.

L'attention est également attirée sur le risque d'instabilité mécanique de certaines poutres fléchies, à charge encore incomplète, en cas de fissuration accidentelle de la membrane tendue. Il conviendra de vérifier la résistance de leurs sections, compte non tenu du béton tendu.

***** Pour qu'une poutre, qui est provisoirement dans l'état d'équilibre d'une poutre en béton armé soumise à la flexion composée, puisse prendre en service l'état d'équilibre d'une poutre précontrainte, il convient tout d'abord qu'aucun obstacle extérieur (tel que béton coulé contre la poutre) ne s'oppose à la fermeture des fissures éventuelles ou à la résorption de l'étrépage du béton tendu, et ensuite, que la largeur des fissures de traction éventuelles soit limitée. A cet égard il y aura lieu de prendre les dispositions nécessaires pour que l'ordre

La condition générale de sécurité, toujours nécessaire, ne sera pas considérée comme suffisante si, l'une des contraintes principales extrêmes étant une traction, le rapport des contraintes principales extrêmes de compression et de traction est inférieur à 49/4 en quelque point de l'âme***.

Si cette circonstance se produit, on devra prévoir des étriers capables de résister à l'effort tranchant, compte tenu de l'action des bielles de béton qui seraient découpées par des fissures éventuelles. On admettra que ces fissures sont parallèles à la contrainte principale extrême de compression au point de l'âme où son angle avec la fibre moyenne de la poutre est maximum.

Quatrième exception. — Pendant la construction des ouvrages il sera admis que le domaine de sécurité du béton soit déduit du domaine de résistance par une réduction homothétique dans le rapport de 1 à 0,45 par rapport à l'origine des vecteurs représentatifs des contraintes****.

Il sera admis, en outre, que la stabilité des poutres à la flexion puisse être assurée par l'emploi d'armatures ordinaires longitudinales sollicitées provisoirement à la traction, sous réserve que ces poutres satisfassent en service aux conditions de stabilité des poutres précontraintes et sous réserve que la contrainte de compression des armatures susvisées soit limitée en service au maximum fixé à l'article 3 pour les armatures ordinaires susceptibles d'être sollicitées à la compression*****.

ARTICLE 12. — *Mise en tension et tension de service des armatures de précontrainte*

Les justifications relatives aux conditions de réalisation et aux valeurs des forces de précontrainte comprendront celles de la résistance mécanique des armatures au moment de la mise en tension, celles des valeurs maxima des forces de précontrainte au moment de leur mise en jeu et celles des valeurs minima permanentes de ces forces pendant la durée de service des ouvrages*.

La détermination des valeurs maxima des forces de précontrainte

de grandeur de l'ouverture des fissures éventuelles soit au maximum de 1/200 du diamètre des armatures ordinaires utilisées en traction.

En ce qui concerne ces dernières armatures, il sera loisible soit de tenir compte de leur présence dans le calcul des sections précontraintes en tant qu'armatures ordinaires employées en compression, dans les conditions fixées par les présentes instructions, soit de n'en pas tenir compte; dans ce dernier cas elles seront supposées subir les raccourcissements unitaires du béton à leur niveau. Dans les deux cas on devra tenir compte des suppléments de contrainte imputables aux glissements relatifs de ces armatures et du béton dans leur passage de l'état tendu à l'état comprimé. Il sera loisible d'évaluer forfaitairement cet effet sur l'acier à $4 S/\omega$ kg/cm² (S, section de la poutre et ω , section des armatures ordinaires utilisées en traction, sont exprimés dans la même unité).

De plus, les armatures ordinaires utilisées provisoirement en traction ne comporteront aucune pliure de faible rayon (crochets, retours d'équerre par exemple).

ARTICLE 12

*La tension de service des armatures de précontrainte se détermine à partir de la tension initiale effective, en tenant compte de toutes les causes de diminution : relaxation de l'acier, raccourcissements élastique, de retrait et de fluage du béton. Il en résulte que la tension maximum en service n'est pas réglementairement limitée.

**Par exemple dans le cas d'armatures tendues par traction en prenant appui sur le béton durci et glissant dans des gaines noyées

INSTRUCTIONS

au moment de leur mise en jeu devra tenir compte de toutes les causes de variation des tensions dans les armatures et être appuyée sur des constatations expérimentales probantes**.

Les justifications des tensions de service susceptibles de se maintenir en permanence dans les armatures de précontrainte devront être basées sur les résultats de la détermination précédente et tenir compte des influences visées aux articles 9 et 10.

Les justifications qui précèdent seront fournies pour les armatures placées dans les conditions les plus défavorables***.

ARTICLE 13. — *Instabilité élastique*

Les pièces susceptibles d'être élastiquement instables par flambement, voilement ou déversement donneront lieu à justifications spéciales.

Pour les pièces susceptibles de flamber par compression simple, les forces, tendant à provoquer le flambement, seront au plus égales au tiers de la force critique d'Euler*.

Pour les pièces prismatiques précontraintes par la mise en tension d'armatures dans lesquelles la position relative de la pièce et des armatures ne serait pas fixée dans chaque section par des liaisons continues ou suffisamment rapprochées, on tiendra compte, dans le calcul des contraintes, des déplacements relatifs de la pièce et des armatures de précontrainte.

COMMENTAIRES EXPLICATIFS

dans ce béton, il y aura lieu de tenir compte du frottement dans les courbes, du frottement dans les parties droites, de la limitation de la tension locale maximum en raison des risques de rupture, et du raccourcissement de la construction sous l'action des armatures mises en tension après l'armature étudiée.

On pourra admettre, par exemple, faute de résultats expérimentaux probants, que pour des armatures composées de fils parallèles de 5 mm de diamètre le coefficient de frottement dans les courbes sur des gaines revêtues d'acier est égal à 0,4, sous réserve que le rayon des courbes soit au moins égal à 4,00 m.

***Il sera loisible de diviser les armatures en plusieurs groupes pour lesquels seront admises des tensions de service différentes. Les justifications seront fournies dans ce cas pour chaque groupe, où l'on pourra se borner à envisager l'armature placée dans les conditions les plus défavorables.

ARTICLE 13

*Il est rappelé que les forces de précontrainte développées par des armatures disposées de manière à être entraînées par la pièce dans les déformations qui constituent le flambement, n'interviennent pas dans le phénomène de flambement.

L'attention est attirée sur ce que les phénomènes d'instabilité peuvent exiger deux justifications distinctes, si l'on admet d'assimiler l'effet du fluage à une diminution du coefficient d'élasticité du béton (cf. : art. 9. — Commentaire*). Une justification sera fournie en ce cas en prenant exclusivement en compte les efforts permanents (charges permanentes et surcharges longuement appliquées) ou lentement variables (température, retrait) dans leur combinaison la plus défavorable, et en adoptant la valeur E_t du coefficient d'élasticité du béton. Si des efforts rapidement variables (surcharges de courte durée d'application, vent) peuvent intervenir, une seconde justification sera fournie en prenant en compte la totalité des efforts de toute nature dans leur combinaison la plus défavorable, et en adoptant la valeur E_c .

INSTRUCTIONS

ARTICLE 14. — Sécurité par rapport aux surcharges

Des justifications spéciales relatives à la stabilité statique, à la stabilité élastique et à la résistance mécanique des ouvrages seront fournies dans l'hypothèse où seraient doublées les valeurs des surcharges (dont on considérera toutes les combinaisons possibles) et de l'action du vent*.

Il est précisé à l'égard de la stabilité élastique, que pour les pièces exposées au flambement par compression simple, les forces tendant à provoquer le flambement seront au plus égales à la moitié de la force critique d'Euler**.

Quant à la résistance mécanique, il devra être justifié que les efforts totaux appliqués sont inférieurs, avec une marge de sécurité convenable, aux efforts de rupture. Ces justifications s'appuieront sur des résultats expérimentaux pour les sections précontraintes par armatures, soumises à la flexion simple. Dans tous les autres cas (en particulier l'action de l'effort tranchant dans les poutres) il devra être justifié que les contraintes du béton admettent pour bornes les frontières d'un domaine de sécurité déduit du domaine de résistance par une réduction homothétique dans le rapport de 1 à 0,56 par rapport à l'origine des vecteurs représentatifs des contraintes***.

Dans le cas où les dispositions d'une construction limiteraient sans aléa les surcharges à une valeur déterminée inférieure au double des surcharges de service, les justifications précédentes ne seront fournies que pour cette valeur.

COMMENTAIRES EXPLICATIFS

ARTICLE 14

*Les vérifications visées aux articles 11 à 13 ne conduisent pas nécessairement à une sécurité suffisante à l'égard d'un dépassement imprévu des surcharges de calcul; d'où la nécessité des justifications demandées au présent article.

Dans le calcul des efforts sous surcharges doublées, on conservera les valeurs des coefficients de majoration dynamique prises en compte dans le calcul des efforts développés par les surcharges normales.

**Pour l'évaluation du coefficient d'élasticité du béton à prendre en compte, on admettra que le doublement des surcharges ne peut être que de courte durée.

***Les résultats expérimentaux connus s'interprètent d'une façon suffisamment exacte en admettant que le moment de rupture d'une section précontrainte soumise à la flexion simple, est égal à la plus petite de deux quantités que l'on peut appeler ses moments résistants de rupture, le moment résistant de rupture des armatures de précontrainte M_{RA} , d'une part, et le moment résistant de rupture du béton M_{RB} d'autre part.

Si M_C et $2 M_S$ désignent respectivement les moments fléchissants développés par les charges permanentes et les surcharges doublées, la marge de sécurité à rupture exigée pourra être jugée convenable, si sont satisfaites les inégalités suivantes :

$$M_C + 2 M_S \leq 0,9 M_{RA} \quad \text{et} \quad M_C + 2 M_S \leq 0,7 M_{RB}$$

Le moment résistant de rupture des armatures de précontrainte s'évalue, sous réserve que ces dernières adhèrent au béton (l'adhérence obtenue par l'intermédiaire de mortier d'injection est à cet égard suffisante), et avec une approximation convenable, par la formule :

$$M_{RA} = 0,9 h' \omega R$$

où h' désigne la distance de la face comprimée de la pièce au centre de gravité des armatures de précontrainte, ω la section de ces dernières et R leur contrainte de rupture.

INSTRUCTIONS

COMMENTAIRES EXPLICATIFS

On pourra admettre, si une évaluation plus précise ne paraît pas utile, que le moment résistant de rupture du béton d'une section rectangulaire est égal à :

$$M_{RB} = 0,22 b' h^2 N$$

b' désignant la largeur de la section et N la résistance de rupture du béton par compression simple; que le moment résistant de rupture du béton d'une section en T est la somme du moment résistant de son âme (de largeur b') qui peut s'évaluer par la formule précédente, et du moment résistant de rupture de son hourdis de compression, dont l'expression peut être :

$$M_{RB} = 0,9 (b - b') \varepsilon h' N$$

b désignant la largeur totale du hourdis et ε son épaisseur, dans le cas où ε est inférieur au quart de h' , et :

$$M_{RB} = 0,22 (b - b') h'^2 N$$

dans le cas contraire.

INSTRUCTIONS

TITRE III

Préparation des projets

Dispositions constructives

ARTICLE 15. — *Armatures de précontrainte*

L'efficacité et la sécurité des types d'ancrages prévus pour les armatures de précontrainte devront avoir été vérifiées expérimentalement.

Les ancrages devront pouvoir résister, sans désorganisation, aux tractions entraînant la rupture de l'armature.

Les ancrages autres que les ancrages par adhérence ne devront pas permettre de glissement appréciable de l'armature après sa mise en tension. Si l'expérience démontre que ce glissement existe pour un type d'ancrage, mais reste inférieur à une valeur déterminée, ce type d'ancrage pourra être admis à la condition de tenir compte de la chute de tension due au glissement maximum pour les armatures dont la longueur serait inférieure à vingt mille fois la valeur de ce glissement.

Les ancrages par adhérence qui n'auraient pas donné lieu à des essais portant sur l'ensemble d'un ancrage pourront être justifiés par le calcul. Le taux d'adhérence et éventuellement, le coefficient de frottement en courbe pris en compte dans ce calcul, devront toutefois avoir été déterminés expérimentalement pour le type d'armature utilisé. De plus, la résistance au glissement calculée devra être de 60 % supérieure à la traction entraînant la rupture de l'armature. Les zones d'ancrage par adhérence seront soustraites, par les dispositions adoptées, à l'action des efforts intéressant les parties actives des constructions*.

Les armatures de précontrainte non rectilignes pourront prendre appui sur le béton si leur courbure a pour effet de comprimer le béton vers l'intérieur des pièces et non pas de le chasser vers l'extérieur**.

Dans le cas où de telles armatures ne prendraient pas appui directement sur le béton ou tendraient, si elles le faisaient, à le chasser à l'extérieur, il sera prévu dans les parties courbes ou aux changements de direction, des organes spéciaux qui donneront lieu à des justifications particulières.

COMMENTAIRES EXPLICATIFS

ARTICLE 15

*Par exemple une poutre sur appuis simples à **file adhérents** devra se prolonger au-delà de ses appuis de manière qu'elle soit effectivement précontrainte au droit de ces appuis.

Il devra être naturellement justifié que la **contrainte de compression localisée du béton est admissible. Cette **contrainte** sera au plus égale à la contrainte de rupture par compression simple du béton pour un appui situé en pleine masse.

INSTRUCTIONS

ARTICLE 16. — *Joints, reprises, coutures, ligatures transversales et frettage*

Les joints destinés à être matés ou bétonnés, et les reprises de bétonnage seront autant que possible disposés normalement à la direction moyenne des efforts de compression.

Les dispositions des joints d'un ouvrage seront prévues au projet*.

La composante normale de la contrainte sur un élément de plan de reprise ne devra jamais être une traction. Si l'angle de cette contrainte avec cet élément peut devenir inférieur à $\pi/4$, la reprise devra être traversée d'armatures ordinaires de couture telles qu'en les supposant tendues à la limite fixée à l'article 3, la contrainte totale agissant en chaque point du plan de reprise, fasse avec lui un angle supérieur à $\pi/4$ **.

Les armatures de couture et les étriers seront solidement ancrés dans les parties dont la fissuration sous l'effet du cisaillement n'est pas à redouter.

Des armatures ordinaires transversales seront prévues en quantité suffisante pour parer aux conséquences possibles des défauts de fabrication des pièces.

Les armatures ordinaires employées en compression seront efficacement solidarisiées avec le corps des pièces au moyen de ligatures transversales espacées au plus de douze fois leur diamètre. Si ces armatures sont utilisées provisoirement à la traction au moment de la construction, les ligatures seront disposées dans deux directions sensiblement orthogonales.

L'emploi du frettage par armatures ordinaires en vue de l'augmentation des contraintes de compression admissibles ne sera pas admis dans le corps des pièces.

Le frettage pourra être employé dans les zones d'ancrage des armatures de précontrainte, où les forces de précontrainte ne peuvent être supposées réparties suivant la loi de Navier.

COMMENTAIRES EXPLICATIFS

ARTICLE 16

*Le projet devra indiquer le tracé, l'épaisseur du joint et le traitement de ses faces (cf. : art. 18, ci-après).

**La règle de couture montre l'intérêt qu'il y a de prévoir les reprises au projet et la nécessité de les indiquer aux dessins d'exécution.

INSTRUCTIONS

ARTICLE 17. — *Distances minima des armatures entre elles et aux parois des coffrages*

Les distances des armatures de précontrainte et ordinaires aux parois des coffrages seront suffisantes pour permettre le passage facile entre elles et le coffrage des plus gros éléments employés dans la constitution du béton. Les distances des armatures aux parois ne descendront pas au-dessous de 35 millimètres s'il s'agit d'ouvrages à la mer ou de 20 millimètres s'il s'agit d'autres ouvrages*.

Pour le cas où l'enrobage des armatures de précontrainte visé à l'article 7 serait prévu dans le système utilisé, les distances des armatures entre elles seront suffisantes pour permettre le passage facile des plus gros éléments du béton ainsi que le remplissage de tous les vides.

COMMENTAIRES EXPLICATIFS

ARTICLE 17

*Les valeurs indiquées pour les distances aux parois ne sont pas applicables aux ouvrages spéciaux à parois minces, tels que tuyaux, poteaux de lignes électriques, etc.

INSTRUCTIONS

TITRE IV

Exécution des ouvrages. — Épreuves

ARTICLE 18. — Exécution des ouvrages

La fabrication et la mise en place du béton, le contrôle de sa résistance et de sa maniabilité, les coffrages et échafaudages, le contrôle de la qualité, le façonnage et l'arrimage des armatures, etc., seront exécutés conformément aux prescriptions contenues au devis particulier*.

Si un ouvrage comprend des éléments exécutés indépendamment et réunis par précontrainte, l'épaisseur des joints devra être telle qu'elle permette l'exécution d'un mortier maté ou d'un béton de jonction aussi résistant que le béton constitutif de l'ouvrage. Les faces de joint pourront être planes et brutes de décoffrage, si la contrainte agissant sur le plan du joint étant toujours une compression, ne fait en aucun point avec la normale à ce plan un angle dont la tangente soit supérieure à 0,4. Si cette tangente est comprise entre 0,4 et 0,75 les faces de joint seront soigneusement piquées sur la totalité de leur surface, ou bien tracées en dents de scie ou crénelées par une disposition spéciale des coffrages; elles pourront alors rester brutes de décoffrage. Si la tangente susvisée est comprise entre 0,75 et l'unité, le tracé crénelé ou en dents de scie sera obligatoirement employé. Une valeur de la tangente supérieure à l'unité ne sera pas admise.

Le contrôle de la mise en tension des armatures de précontrainte sera effectué en mesurant simultanément les déformations de l'armature et les efforts appliqués.

La mise en tension sera effectuée conformément à un programme détaillé dont la production fait partie de celle des dessins d'exécution.

Ce programme précisera les moyens de mise en tension et les moyens de mesure des efforts et des déformations (en particulier la position des repères entre lesquels seront mesurées les déformations).

COMMENTAIRES EXPLICATIFS

ARTICLE 18

*Le devis particulier sera rédigé compte tenu des recommandations formulées à l'annexe III.

**Le relevé préalable d'un diagramme de traction est évidemment inutile si le procédé de mise en tension des armatures permet de l'établir avec précision (câbles ou fils rectilignes tendus sur banc par exemple).

***Si une armature est accessible sur toute sa longueur, le meilleur moyen de contrôler sa tension, la relation tension-déformation étant connue, est de mesurer ses déplacements en un certain nombre de points judicieusement choisis.

Si une armature (ou une partie d'armature), tendue par traction, est inaccessible mais est rectiligne et sans frottement avec son enveloppe, la mesure des déplacements de ses extrémités fournira le meilleur moyen de mesurer sa tension.

Pour les armatures non accessibles et présentant des frottements (en partie droite ou en courbe) la seule garantie d'une mise en tension correcte réside dans un accord satisfaisant entre le calcul et les mesures quant à la relation entre les efforts et les allongements.

L'attention est attirée sur ce que l'emploi de manomètres comme instruments de mesure des efforts exige des précautions spéciales, ces appareils étant souvent susceptibles de se dérégler. Les manomètres devront toujours être tarés avant leur emploi sur un chantier. Il y a intérêt pour un ouvrage important à ce que leur étalonnage puisse être fait périodiquement sur le chantier au moyen d'un appareil approprié. Il est recommandé d'employer deux manomètres en parallèle sur le même vérin de mise en tension dans un but de contrôle mutuel des deux instruments.

INSTRUCTIONS

Il sera accompagné d'une note de calcul détaillée où sera précisée la relation théorique entre les efforts appliqués et les déformations mesurées. Dans cette note, les tensions seront évaluées conformément aux prescriptions de l'article 12; les déformations dues à des contraintes qui dépasseraient la limite de proportionnalité des allongements aux tensions de l'acier seront évaluées sur la base des diagrammes de traction que l'on aura relevés lors des essais du lot d'acier mis en œuvre**.

Il sera établi un programme et un calcul justificatif pour chaque armature de type, de composition, de longueur ou de tracé différents.

Les calculs tiendront compte de l'ordre de mise en tension des diverses armatures et des déformations progressives de l'ouvrage pendant la mise en tension.

Les appareils de mesure des efforts seront, autant que possible, indépendants des engins mis en œuvre pour les produire. Dans le cas contraire les engins de mise en tension seront tarés sur le chantier aussi souvent que cela sera nécessaire***.

COMMENTAIRES EXPLICATIFS

L'appréciation des pertes par frottement dans chaque vérin utilisé et éventuellement dans les organes d'ancrage susceptibles de développer des frottements (déviation angulaire des fils à la traversée de l'organe par exemple) est indispensable. En ce qui concerne un appareillage de mise en tension par traction, le tarage d'un ensemble vérin-manomètre et éventuellement organe d'ancrage, peut être effectué sur le chantier par mise en tension sur un banc ad hoc d'une armature rectiligne libre et élastique, dont la déformation sera mesurée ou encore par la mise en tension sur banc d'une armature libre agissant sur un dynamomètre précis et fidèle. Deux vérins, ou deux ensembles vérins-organes d'ancrage, peuvent être tarés, si les manomètres l'ont été préalablement, par fonctionnement en opposition et mesure des pressions dans chaque vérin, chacun d'eux étant successivement alimenté par la pompe.

INSTRUCTIONS

ARTICLE 19. — *Épreuves des ouvrages*

Les ponts en béton précontraint seront éprouvés de la manière prescrite par les règlements et instructions en vigueur pour les ponts métalliques et en béton armé.

Les combles et les halles de chemin de fer seront éprouvés de la manière prescrite par les règlements en vigueur.

Les autres ouvrages seront soumis aux épreuves prévues par le devis particulier.

EXEMPLES DE CALCULS ET FORMULES

pour l'application des instructions provisoires relatives à l'emploi
du béton précontraint

I. DOMAINE DE SÉCURITÉ DU BÉTON

Le domaine de sécurité du béton peut être aisément défini, dans le plan du cercle de Mohr, par une représentation analytique d'une courbe homothétique de la courbe intrinsèque, dans le rapport 0,28, par rapport à l'origine des vecteurs représentatifs des contraintes.

Deux formes de représentation analytique sont particulièrement commodes, l'une due à M. Caquot, et l'autre dérivée de celle qui est due à MM. Chalos et Beteille.

Dans toutes deux, le domaine de sécurité du béton est défini à partir des valeurs absolues des contraintes limites admissibles à la compression R_c et à la traction R'_t (soit les 28/100 des résistances de rupture par compression simple et par traction simple à 90 jours).

Il y a le plus souvent lieu d'admettre dans l'étude des projets, que le rapport R_c/R'_t est égal à 13.

1° *Représentation de M. Caquot.* — L'état de contrainte au point étudié est supposé défini par les contraintes principales extrêmes, inférieure, n_1 , et supérieure, n_3 , (les compressions sont considérées comme positives) ou ce qui revient au même par l'abscisse $p = (n_1 + n_3)/2$ du centre, et le rayon $r = (n_3 - n_1)/2$, du cercle de Mohr.

Le domaine de sécurité du béton peut être en ce cas représenté par la formule :

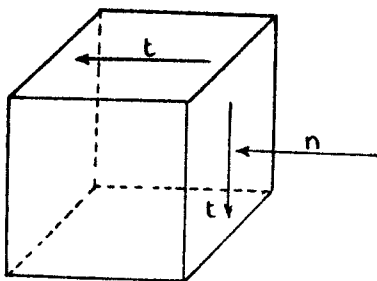
$$(1) \quad (p + R'_t)^2 \geq r^2 + r^2/r.$$

où la contrainte r_c a pour valeur :

$$(2) \quad r_c = R_i^3 / 8 R' (R_i + R'_i)$$

soit $1,509 R_i$, si le rapport R_i/R'_i est égal à 13.

2° *Représentation d'après MM. Chalos et Beteille.* — On considère le cas, le plus fréquent dans l'étude des poutres, où la contrainte principale intermédiaire agissant sur les plans parallèles au plan moyen étant nulle, l'état de contrainte en un point y est défini par les contraintes normales, n , et de cisaillement, t , qui s'exercent sur un élément de section droite, et par la contrainte de cisaillement pur, t , qui s'exerce sur un élément de plan perpendiculaire à la section droite et au plan moyen.



Le domaine de sécurité du béton peut être en ce cas, en supposant égales, comme l'autorise le commentaire de l'article 4, les résistances de rupture par traction et par cisaillement simples, représenté par la formule :

$$(3) \quad t^2 \leq \frac{R'_i}{R_i} (R_i - n) (R'_i + n)$$

où la contrainte, n , est considérée comme positive si elle est une compression et négative si elle est une traction.

On peut remarquer que si la contrainte, t , est nulle, comme c'est le cas sur les fibres extrêmes d'une section fléchie, l'inégalité (1) équivaut à :

$$(4) \quad -R'_i \leq n \leq R_i$$

II. CALCUL DES CONTRAINTES

1° Le béton étant considéré ici comme un matériau élastique, la loi de Hooke ou d'addition des effets des forces, s'applique au calcul de ses contraintes.

Il sera alors loisible d'évaluer séparément les contraintes développées par les différents efforts agissant sur la construction, forces de précontrainte, charges permanentes, surcharges, éventuellement réactions hyperstatiques de précontrainte, de dilatation et de retrait, et de calculer les contraintes agissant effectivement sur la construction, par addition des contraintes susceptibles de se développer simultanément.

2° Dans le cas des poutres à plan moyen, la contrainte normale, n , en un point s'évaluera par la formule classique :

$$(5) \quad n = N/S + My/I$$

où S représente l'aire, et I le moment d'inertie de la section droite de la poutre;

N l'effort normal;

M le moment fléchissant;

et y l'ordonnée du point considéré par rapport à l'axe central d'inertie normal au plan moyen, comptée positivement du côté où un moment positif développe une contrainte de compression.

S'il s'agit d'évaluer la précontrainte normale, n_p , l'effort normal N , prend la valeur de la composante, P , des forces de précontrainte, normale à la section droite de la poutre, et le moment fléchissant M , la valeur Pe , e désignant l'excentricité, ou ordonnée par rapport à l'axe central d'inertie normal au plan moyen, du point de passage dans la section de la résultante des forces de précontrainte; d'où la formule :

$$(6) \quad [n_p = P (1/S + ey/I)]$$

Dans le cas des poutres à plan moyen et à section non épaisse, la contrainte de cisaillement, t , en un point s'évaluera par la formule classique :

$$(7) \quad t = T\mu/Ib$$

où μ représente le moment statique par rapport à l'axe central

d'inertie normal au plan moyen, de l'aire de la partie de section droite située d'un même côté de la parallèle au dit axe central passant par le point considéré;

b la longueur du segment de ladite parallèle intérieur à la section;

T l'effort tranchant.

S'il s'agit d'évaluer les précontraintes de cisaillement, t_p , l'effort tranchant T , prend la valeur de la composante, T_p , des forces de précontrainte, parallèle à la section droite de la poutre.

3° Soit, à titre d'exemple, une poutre droite sur appuis simples. La vérification de la stabilité du béton en service en un point de la poutre comportera le calcul des contraintes normales n_p, n_c , et des contraintes de cisaillement t_p, t_c , respectivement développées par les forces de précontrainte et par les charges permanentes.

En ce qui concerne les surcharges, si le point considéré est un point de l'âme où les contraintes de cisaillement jouent un rôle prépondérant, il y aura lieu de calculer les contraintes n_{s1}, t_{s1} et n_{s2}, t_{s2} qui correspondent aux efforts tranchants extrêmes de signes contraires dans la section où se trouve le point considéré.

Les contraintes de service dans les deux cas extrêmes à considérer seront les sommes algébriques :

$$n_1 = n_p + n_c + n_{s1}$$

$$t_1 = t_p + t_c + t_{s1}$$

et

$$n_2 = n_p + n_c + n_{s2}$$

$$t_2 = t_p + t_c + t_{s2}$$

Chacun des couples de valeurs n_1, t_1 , et n_2, t_2 , devra vérifier l'inégalité (3).

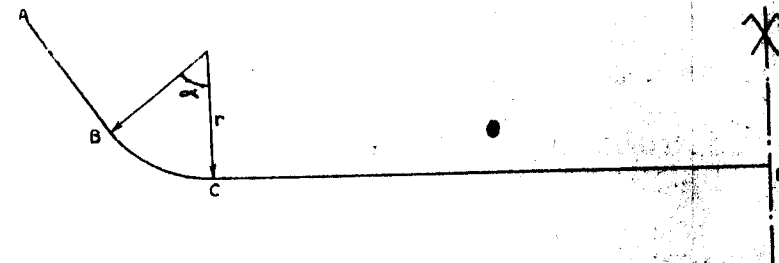
Si le point considéré est situé sur la fibre extrême d'une section fléchie et si n_c est la contrainte normale qui y est développée par le moment maximum sous surcharges, les inégalités à vérifier se réduiront à :

$$R' \leq n_p + n_c + n_s \leq R$$

$$R' \leq n_p + n_c \leq R$$

les limites R et R' , prenant, selon le cas, les valeurs R_b et $-R'_b$ ou bien celles qui sont fixées par les exceptions à l'article 11 des Instructions.

III. MISE EN TENSION D'UN CÂBLE PAR TRACTION DE SES EXTRÉMITÉS



Soit un câble de précontrainte, de tracé symétrique et mis simultanément en tension sur le béton durci par ses deux extrémités, au moyen de vérins exerçant des efforts égaux. On suppose que sur l'une des moitiés, AD, de sa longueur et à partir de l'ancrage A, le câble présente une partie rectiligne AB de longueur d_1 , une partie à courbure circulaire, BC, d'angle au centre α et de rayon r , et une partie droite CD de longueur d_2 .

Connaissant la valeur maximum T , de l'effort théorique exercé par un vérin (égal au produit de la surface du piston par la pression théorique maximum du liquide) il convient de calculer la tension T_D en D.

Le point D du câble étant immobile par raison de symétrie, la tension du câble varie toujours dans le même sens en diminuant de A en D. Dans ces conditions, la tension en A à la sortie de l'ancrage est égale à :

$$(8) \quad T_A = aT,$$

a étant un coefficient numérique caractérisant la réduction relative de tension par les frottements internes du vérin et par le frottement du câble sur l'organe d'ancrage.

En admettant, ce que suggèrent les essais, que la perte de tension d'un élément rectiligne du câble est proportionnelle à sa longueur et à sa tension, la tension à l'entrée de la courbe en B est égale à :

$$(9) \quad T_B = T_A e^{-\varphi d_1}$$

φ représentant la perte relative de tension par unité de longueur.

En admettant, ce qui traduit avec une approximation suffisante les résultats des essais, que la perte de tension d'un câble en courbe

est assimilable à celle d'un fil sans raideur et sans poids enroulé sur un cylindre rugueux suivant une section droite, la tension à la sortie de la courbe, pour les rayons habituellement admis dans la pratique est égale à :

$$(10) \quad T_C = T_B e^{-f \alpha}$$

f étant le coefficient de frottement apparent du câble sur sa gaine.

Enfin, la tension en D est égale à :

$$(11) \quad T_D = T_C e^{-\varphi d_1}$$

Des relations précédentes résulte la tension cherchée :

$$(12) \quad T_D = \alpha T_B e^{-f \alpha - \varphi (d_1 + d_2)}$$

A l'exécution, il convient de calculer l'allongement du câble de façon à pouvoir contrôler le caractère correct de la mise en tension par l'accord des mesures et du calcul.

On suppose les tensions suffisamment modérées (ou le métal suffisamment écroui par traction préalable) pour que les allongements soient proportionnels aux efforts.

Les allongements des différents tronçons s'ajoutent. Leurs valeurs sont :

Sur le tronçon AB :

$$(13) \quad \delta_{AB} = T_A (1 - e^{-\varphi d_1}) / E \omega \varphi$$

E représentant le module d'élasticité du câble et ω sa section;

Sur le tronçon BC :

$$(14) \quad \delta_{BC} = T_B r (1 - e^{-f \alpha}) / E \omega f;$$

Sur le tronçon CD :

$$(15) \quad \delta_{CD} = T_C (1 - e^{-\varphi d_2}) / E \omega \varphi$$

Si les repères de mesure sont situés à l'extérieur des ancrages, il y aura lieu de tenir compte des allongements des parties tendues du câble entre ancrages et repères.

IV. TENSION DE SERVICE D'UNE ARMATURE DE PRÉCONTRAINTÉ

La contrainte, n'_1 , d'une armature de précontrainte en un point, à sa mise en tension, étant connue (par exemple, la contrainte en D, T_D/ω , dans le cas traité ci-dessus) il convient de calculer la contrainte minimum en service, n'_{1s} , de cette armature.

Supposons qu'il s'agisse d'un câble constitué comme il est indiqué au commentaire de l'article 10 des Instructions et qu'il n'ait pas été effectué de mesures de relaxation. La perte de tension par relaxation de l'acier sera égale à :

$$0,1 n'_1$$

La perte par retrait du béton est égale d'après le commentaire** de l'article 9 des Instructions, si le béton a atteint sa résistance escomptée à quatre-vingt-dix jours au moment de la mise en tension, à :

$$0,0001 E$$

soit pratiquement 2 kg/mm².

La perte par fluage du béton sera égale, d'après le même commentaire, à :

$$n E/E_f$$

La tension minimum de service de l'armature sera ainsi égale à :

$$n'_{1s} = n'_1 - 0,1 n'_1 - 0,0001 E - n E/E_f$$

ANNEXE N° II

À LA CIRCULAIRE N° 141 DU 26 OCTOBRE 1953

RAPPORT
DE LA COMMISSION

(Extraits)

I. Le caractère du projet de la commission

Si malgré son apparition récente, la construction en béton précontraint a donné lieu à assez d'applications pour qu'elle doive et puisse donner lieu à instructions réglementaires, ses conceptions et ses moyens évoluent encore et évolueront sans doute, comme ils l'ont fait depuis l'origine. Il convient ainsi de ne pas apporter d'entraves à des transformations nécessaires au progrès.

D'autre part, la construction en béton précontraint n'échappe pas à la complexité moderne des techniques, et, de ce fait, la garantie de la bonne tenue de ses réalisations semble plus résider dans les connaissances et le jugement des ingénieurs chargés d'en rédiger les projets et d'en diriger l'exécution, que dans la minutie de règles où tout ne saurait être prévu.

Les considérations précédentes caractérisent l'esprit dans lequel la Commission a rempli sa mission et que traduit le titre d'« Instructions provisoires » qu'elle a donné au texte qu'elle présente.

II. Délimitation du champ d'application des instructions

En tant que système de construction, le béton précontraint repose sur quelques principes que l'on peut ainsi formuler.

Le premier, qui est d'ordre logique, est qu'une construction en béton doit nécessairement être stable si son matériau constitutif garde son intégrité (ni fracture, ni fissure) en tous ses points.

Le second, qui s'accorde avec les faits expérimentaux, est que l'intégrité du béton en un point ne dépend que des valeurs et de la distribution des contraintes qui l'y sollicitent, et que cette intégrité est assurée si ces contraintes n'y atteignent pas les frontières d'un domaine de résistance, caractéristique du matériau.

Le troisième, en lequel réside l'idée essentielle du béton précontraint, est que des contraintes données peuvent être modifiées en leur superposant des contraintes artificiellement créées, ou précontraintes, et qu'en choisissant convenablement ces dernières, il est possible d'obtenir que les contraintes résultantes soient compatibles avec l'intégrité du béton.

Le quatrième enfin est que le béton pouvant être considéré comme élastique sous les sollicitations de service, ses contraintes dans une construction peuvent être déterminées par les procédés de la Résistance des Matériaux.

Le béton précontraint revêt ainsi dans sa conception un aspect théorique, et la détermination des dimensions et celle des forces, dites de précontrainte, y relèvent du calcul élastique, sur la base de la connaissance expérimentale des propriétés de résistance du béton constitutif.

La valeur et la portée pratiques du système de construction ainsi défini ont été démontrées par de nombreuses réalisations et de nombreux essais.

Telles apparaissaient, dans un passé encore très récent, les idées qui étaient à la base de la conception du béton précontraint et qui constituaient en fait un corps de doctrine accepté dans son ensemble par la plupart des ingénieurs.

La Commission a constaté, lors de l'enquête qu'elle a effectuée auprès des constructeurs, une tendance générale à chercher, hors de ce corps de doctrine, une extension des possibilités du béton précontraint. Il est envisagé de tirer parti pour l'établissement des poutres hyperstatiques, des propriétés de grande déformabilité avant rupture par flexion que possèdent les poutres précontraintes par armatures; d'associer pièces précontraintes et pièces en béton armé dans la même construction; voire même armatures de béton armé et armatures de précontrainte dans la même pièce.

Quelle que soit la diversité des systèmes envisagés, leur caractère commun est de ne pas pouvoir être justifiés théoriquement et a priori, mais d'exiger le contrôle de l'étude expérimentale pour l'appréciation de leur valeur. Cette étude expérimentale étant à peine commencée, la Commission a estimé qu'elle n'était pas en mesure de rédiger des instructions qui concernent les procédés envisagés. Elle n'a pas cru devoir entreprendre l'étude expérimentale en question, cette dernière ne pouvant être présentement mieux ni plus amplement conduite que par les auteurs des nouvelles conceptions.

L'utilité lui est au contraire apparue d'offrir aux ingénieurs non spécialisés le moyen de distinguer ce qui peut être aujourd'hui considéré comme principes et procédés éprouvés de la construction en béton précontraint des innovations qu'il ne leur serait pas prudent d'accepter sans examen approfondi.

C'est pourquoi la Commission a, sauf exceptions plus loin justifiées, limité l'objet du texte qu'elle a préparé aux seules constructions répondant à la définition théorique du béton précontraint.

Elle s'est, au cours de ses travaux, trouvée en présence de résultats expérimentaux assez nombreux et assez probants pour qu'en égard au caractère qu'elle s'est efforcée de donner aux Instructions, elle n'ait pas cru devoir retarder leur élaboration en procédant à de nouvelles expériences.

La Commission tient à souligner enfin que la limitation de l'objet des Instructions, n'a pas pour but et ne saurait avoir pour conséquence d'empêcher l'évolution du béton précontraint. Elle souhaite, au contraire, qu'elle favorise cette dernière en incitant les ingénieurs à approfondir l'étude des dérogations qui seront certainement proposées auxdites Instructions.

* * *

Nous justifions ci-après les dispositions essentielles des Instructions et de leurs commentaires, qui n'ont pas d'équivalents dans les règlements actuellement en vigueur, ou qui appellent des éclaircissements particuliers.

TITRE PREMIER

Qualité des matériaux employés

D'une façon générale la construction en béton précontraint doit utiliser des matériaux de haute qualité pour tirer parti de ses conditions spéciales d'équilibre et être économique. Une partie des efforts des chercheurs dans cette branche de la construction est justement tournée vers l'étude des possibilités d'obtenir à un prix suffisamment bas des matériaux d'une qualité suffisante. Les caractéristiques des divers matériaux utilisés, essentiellement les aciers employés pour la création des forces de précontrainte et le béton constitutif des ouvrages, ne sont pas actuellement fixées et l'on assiste constamment dans ce domaine à de nouveaux progrès. C'est pourquoi la Commission n'a pu donner d'indications absolues, non pas tant sur les qualités minima à exiger des matériaux, les prescriptions correspondantes étant plus à leur place dans le Cahier des charges généraux ou les devis particuliers, que sur les contraintes limites à admettre pour lesdits matériaux dans les diverses conditions de construction et de service; mais elle a fait dépendre ces contraintes limites des qualités des matériaux.

ARTICLE 2. — Armatures de précontrainte

En ce qui concerne les armatures de précontrainte, cet article se borne à poser deux conditions qui découlent des nécessités essentielles suivantes :

Il faut, pour créer les forces de précontrainte, pouvoir tendre les armatures sans risquer de les rompre. D'autre part, il faut que la tension de ces armatures, s'il est inéluctable qu'elle subisse dans le temps une diminution, ne baisse pas au-dessous des minima sur lesquels le calcul de l'ouvrage est basé.

ARTICLE 3. — *Armatures ordinaires*

En ce qui concerne les armatures ordinaires, qui sont analogues à celles du béton armé, la Commission a retenu des enseignements expérimentaux donnés par le béton armé, que la considération de la limite de rupture de ces armatures est sans objet. Seules importent en béton armé, au point de vue de l'exécution, une certaine ductilité qui permette le façonnage des armatures aux formes prévues, et au point de vue de la résistance des ouvrages en service, la limite élastique des armatures, les pièces en béton armé tendant à se désorganiser quand les déformations longitudinales des armatures et leurs contraintes y atteignent celles qui correspondent à cette limite.

La limitation de la contrainte de traction en service ne vise en béton précontraint qu'une contrainte éventuelle et de calcul des étriers des poutres. Dans le choix des contraintes limites admissibles, la Commission s'est tenue au coefficient de sécurité qu'avaient adopté, par rapport à la limite élastique, les Instructions du 19 juillet 1934 relatives au béton armé, pour l'effet des sollicitations qui ne comprennent pas l'action du vent; elle a adopté, pour les sollicitations qui la comprennent, un coefficient de sécurité légèrement inférieur, égal à celui qu'elle a choisi pour la compression.

Pour les armatures utilisées à la traction pendant la construction, la Commission s'est référée aux errements suivis en matière de montage des ponts métalliques pour accepter un coefficient de sécurité plus faible qu'en service.

En ce qui concerne les armatures ordinaires employées en compression, la Commission a adopté une limite de contrainte relativement élevée, mais elle a inséré dans le texte qu'elle propose toute une série de prescriptions relatives au calcul des contraintes, qui doivent conduire généralement à écarter l'acier doux pour leur constitution. Elle a en effet estimé, en se basant sur de récentes expériences, que l'emploi d'acier doux en compression dans du béton de haute qualité, loin de conduire à une augmentation de la sécurité, pouvait au contraire conduire à sa diminution. Les commentaires dispensent de fournir des justifications relatives aux contraintes des armatures comprimées lorsque la limite élastique de ces dernières est supérieure ou égale à 36 kg/mm².

TITRE II

Préparation des projets

Données, principes et conduite du calcul

ARTICLE 6. — *Principes des justifications de stabilité des ouvrages*

La Commission, tenant compte d'une observation qui lui avait été présentée lors de son enquête, a jugé utile d'ouvrir formellement la voie à des justifications expérimentales pour le dimensionnement de pièces fabriquées en série. Aucune précision n'a pu être donnée, l'utilité des essais à intervenir et l'interprétation de leurs résultats ne pouvant ressortir qu'à l'appréciation et au jugement dans chaque cas d'espèce.

Pour tous les autres cas, conformément aux principes qui ont été exposés plus haut, il est prévu que les ouvrages en béton précontraint donnent lieu à justifications théoriques à partir de données expérimentales de base, dont la nature est précisée dans les commentaires.

ARTICLE 8. — *Effet de la température*

Il n'a pas paru possible de donner dans le texte même des Instructions des indications précises, puisque le coefficient de dilatation d'un béton dépend de sa composition et que les variations linéaires thermiques d'un ouvrage déterminé dépendent de sa température effective. Or cette dernière dépend de multiples circonstances, climat, exposition de l'ouvrage, masse de l'ouvrage, etc.

Il a cependant paru possible de fixer dans les commentaires, pour les constructions non massives à l'air libre, l'ordre de grandeur de la variation du produit λ, E , qui seul intervient dans les calculs usuels de la résistance des matériaux, en se basant sur les considérations suivantes :

La température effective d'un ouvrage n'est pas égale à la température extérieure en raison de l'inertie calorifique.

Ses variations diurnes sont en particulier relativement faibles, et leurs conséquences mécaniques moins importantes que celles de ses variations annuelles, bien que la déformabilité du béton augmente avec la durée d'application des efforts.

La variation maxima annuelle de la température effective d'un ouvrage n'est pas égale à l'écart entre les températures extrêmes de l'année. Ces dernières ne sont atteintes que pendant des durées trop courtes pour que l'ouvrage puisse se mettre en équilibre thermique avec l'atmosphère, d'autant plus que le béton a un médiocre pouvoir émissif ou absorbant. Les températures extrêmes effectives de l'ouvrage ne seront en fait que les valeurs extrêmes de la température extérieure moyenne pendant un certain nombre de jours consécutifs.

La Commission a estimé dans ces conditions qu'il convenait en moyenne de baser en France continentale les calculs de dilatation sur un écart annuel de température de $\pm 20^\circ$, par rapport à la température moyenne du lieu.

Le coefficient de dilatation thermique du béton peut varier de 7 à 12×10^{-6} . Les valeurs extrêmes de la dilatation thermique d'une construction en béton précontraint paraissent devoir être ainsi de l'ordre de $\pm 1,4 \times 10^{-4}$ à $\pm 2,4 \times 10^{-4}$.

Quant au coefficient d'élasticité du béton relatif aux variations lentes des efforts on peut admettre que, pour les cas les plus courants de résistance de rupture par compression comprises entre 430 et 500 kg/cm², il varie de 120 000 à 140 000 kg/cm².

On en déduit les valeurs extrêmes susceptibles d'être prises par le produit λ, E_s : $+ 17 \text{ kg/cm}^2$ et $+ 34 \text{ kg/cm}^2$.

Ce sont ces valeurs, arrondies à ± 20 et $\pm 30 \text{ kg/cm}^2$, qui sont indiquées dans les commentaires.

ARTICLE 9. — *Retrait et fluage* du béton

Le retrait et le fluage du béton modifient les valeurs des réactions d'appui des ouvrages non librement dilatables, la tension des armatures de précontrainte, et la compression des armatures ordinaires. L'article 9 prescrit de tenir compte de ces différentes influences. Les commentaires indiquent les ordres de grandeur des quantités qui permettent leur calcul.

1° *Retrait*. — Le retrait intervient par sa valeur absolue dans le calcul des contraintes des diverses armatures. La Commission a adopté la valeur relativement faible de 0,0002 sous le climat de la France continentale, en considérant tout d'abord que le retrait est

un phénomène hygrométrique et que le climat de ce pays est en moyenne assez humide, et ensuite que les bétons d'excellente qualité employés en béton précontraint présentent des retraits plus faibles que les bétons employés en béton armé. Il y aura intérêt à adopter une valeur plus forte si l'ouvrage se trouve construit dans un climat sec ou avec un béton de moins bonne qualité que ne l'a recommandé la Commission (1).

Dans la détermination des réactions hyperstatiques le retrait n'intervient que par son produit avec le coefficient d'élasticité du béton. La valeur de ce dernier qu'il y a lieu de considérer correspond à une application lente des efforts et, eu égard à la valeur absolue 0,0002 adoptée pour le retrait, à un béton d'excellente qualité. La commission a estimé qu'il convenait de prendre $E_s = 150\,000 \text{ kg/cm}^2$ d'où la valeur de 30 kg/cm² attribuée au produit λ, E_s . Cette valeur paraît pouvoir s'appliquer à des bétons de moins bonne qualité, car, étant donné que le dosage en ciment des bétons pour béton précontraint est pratiquement constant, la valeur absolue du retrait des différents bétons et leur coefficient d'élasticité varient en sens contraire.

2° *Fluage*. — Le fluage du béton est un phénomène mal connu dont les lois ne sont pas dégagées. Il augmente avec la contrainte appliquée, et à dosage de ciment constant, comme cela est pratiquement ici le cas, il varie en sens inverse de la résistance de rupture par compression simple du béton. En admettant avec certains auteurs que le fluage est proportionnel à la contrainte appliquée, la commission a, sans préjuger de sa nature profonde, estimé qu'il pouvait être assimilé, au point de vue du calcul, à un phénomène d'élasticité différée. On est ainsi amené à faire usage de deux valeurs du coefficient d'élasticité du béton, l'une E_i dite coefficient d'élasticité instantanée, applicable aux mises en charges rapides, et l'autre E_d , dite coefficient d'élasticité différée, valeur limite du coefficient d'élasticité du béton sous chargement prolongé.

Il est commode de pouvoir apprécier les valeurs de E_i et de E_d en fonction de la résistance de rupture par compression simple, N , du béton. Les expressions numériques qu'en a données la commission en fonction de la racine carrée de N , d'usage courant en France, représentent autant qu'il est possible en pareille matière, les résultats de nombreux essais exécutés en Suisse et en France.

(1) Le retrait et la dilatation thermique, phénomènes de natures différentes, ne sont pas indépendants pour un climat donné. En France continentale, leurs effets se compensent partiellement, l'hiver étant plus humide que l'été. Il pourrait en être autrement ailleurs, et il serait alors utile d'envisager d'une manière différente l'effet combiné du retrait et des variations de la température.

Dans le calcul des réactions hyperstatiques des systèmes de poutres contenues dans un plan, le plus souvent considéré en Résistance des Matériaux, le coefficient d'élasticité du matériau s'élimine. Le fluage traité comme un phénomène d'élasticité différée sera donc sans influence sur les réactions d'appui de ces systèmes.

En revanche, les armatures de précontrainte et ordinaires subiront les effets des raccourcissements de fluage du béton à leur niveau. Soit $\delta l_i/l$ le raccourcissement relatif du béton sous la contrainte initiale de mise en charge n_i et $\delta l_d/l$ le raccourcissement final après fluage, la contrainte finale étant n_d . Le raccourcissement relatif de fluage sera :

$$\frac{\delta l_f}{l} = \frac{\delta l_d}{l} - \frac{\delta l_i}{l} = \frac{n_d}{E_d} - \frac{n_i}{E_i} = \frac{n_d E_i - n_i E_d}{E_i E_d}$$

Par une mesure de simplification justifiée par l'approximation des hypothèses admises, et eu égard à ce que la Commission a tenu compte des phénomènes d'accélération et d'augmentation du fluage qui paraissent se manifester sous l'action de charges répétées, en prescrivant que le calcul du fluage doit être basé sur la considération de la contrainte maximum en service, n , il a été admis que dans les relations précédentes l'on fasse :

$$n_d = n_i = n$$

d'où :

$$\frac{\delta l_f}{l} = \frac{n}{E_f} \text{ avec } E_f = \frac{E_i E_d}{E_i - E_d}$$

la quantité E_f étant appelée le coefficient de déformation sous fluage.

Ainsi par l'artifice de l'assimilation du fluage à une élasticité différée, la Commission a pu, en tenant compte de certaines critiques auxquelles avait donné lieu son premier projet, permettre une évaluation suffisamment approchée des effets du fluage par un ensemble d'hypothèses cohérentes qui ne conduisent qu'à des calculs très simples.

L'application dudit artifice n'a pas toutefois paru satisfaisante dans le cas de bétons très jeunes et c'est la raison pour laquelle elle a été explicitement écartée en ce cas.

ARTICLE 10. — *Relaxation des armatures de précontrainte*

Il va de soi qu'il est indispensable de tenir compte de la relaxation de l'acier dans l'évaluation des forces de précontrainte comme le prescrit l'article 9, mais les données numériques que l'on peut posséder sur le phénomène de relaxation n'ont de valeur que relativement à des lots d'acier déterminés, et l'objet des recherches actuellement en cours vise justement à obtenir des aciers dont la relaxation soit aussi réduite que possible. La Commission n'a donc pu que poser en principe la référence aux essais expérimentaux pour l'évaluation des effets de la relaxation.

Les valeurs qu'elle a indiquées en commentaire semblent correspondre à des aciers d'une qualité assez médiocre en ce qui concerne la relaxation. Elle a cru devoir adopter de tels chiffres afin d'inciter à des études expérimentales et à la recherche de l'amélioration de la qualité des aciers à ce point de vue. Elle attire l'attention sur ce que certains aciers peuvent présenter des valeurs de relaxation encore plus élevées.

ARTICLE 11. — *Résistance du béton*

La règle générale, que pose l'article 11 quant à l'approximation de la résistance du béton à partir des contraintes, n'est que l'énoncé précis du principe essentiel du béton précontraint tel que l'a considéré la Commission.

Le premier commentaire ne fait qu'attirer l'attention sur ce qu'il convient de considérer en chaque point toutes les contraintes qui agissent sur le béton et non pas seulement celles qui agissent sur les éléments de plan normaux à un plan privilégié.

Au deuxième commentaire a été introduite une référence à la notion de courbe intrinsèque, parce qu'elle paraît fournir le moyen le plus simple de représenter le domaine de résistance du béton.

La condition générale de sécurité visée à l'article 11 comporte des quatre exceptions suivantes :

La première exception ne vise que les ouvrages intéressant la sécurité publique et exposés aux intempéries. Elle exige que les fibres extrêmes des pièces fléchies restent toujours comprimées en service et fixe même une compression minimum pour la fibre la plus proche des armatures de précontrainte. L'exigence d'une compression perma-

nente se justifie par le fait que le béton comprimé présente une meilleure imperméabilité que le béton tendu et par conséquent une meilleure résistance à la corrosion atmosphérique.

L'exigence d'un minimum de compression vise à réserver une marge de sécurité qui permette d'escompter que la compression permanente cherchée sera bien réalisée en service, malgré les erreurs dont peut être entachée l'appréciation des forces de précontrainte, erreurs dont il est plus probable qu'elles seront par défaut que par excès. Les errements suivis jusqu'à ce jour ont d'ailleurs consacré cette notion de marge de sécurité.

La question s'est posée de savoir si le minimum de compression devait être fixé en valeur absolue ou relativement à la plus grande contrainte de compression utilisée. Les études de la Commission ont montré qu'un minimum fixé en valeur absolue pouvait conduire à une dépense relativement importante d'armatures de précontrainte pour des poutres peu sollicitées et soumises à des flexions de sens contraire, et d'autre part conduire à une réserve de sécurité insuffisante en ce qui concerne les poutres fortement sollicitées à la flexion toujours dans le même sens. Pour ces dernières poutres d'ailleurs la marge proportionnelle finalement adoptée ne correspond qu'à un supplément de dépense d'armatures de précontrainte relativement très faible, très inférieur aux 8 % de la marge.

La deuxième exception permet essentiellement d'augmenter les contraintes de compression en service du béton, dans les membrures inférieures des poutres indépendantes sur appuis simples. La membrure inférieure d'une telle poutre est comprimée à la mise en jeu des forces de précontrainte, à un taux qui ne sera jamais plus atteint pendant la durée de l'ouvrage par suite de l'existence des phénomènes du retrait, du fluage et de la relaxation. Cette mise en jeu constitue donc une épreuve directe de résistance de la membrure dont il a paru admissible de profiter pour relever les contraintes de service.

La troisième exception impose de disposer des étriers dans l'âme d'une poutre précontrainte, quand le cisaillement de l'âme sous l'effet de l'effort tranchant y est excessif par rapport à la compression moyenne. Elle vise à pallier le danger des effets des différences de retrait entre les membrures et les âmes si ces dernières sont relativement trop minces.

Des fissures transversales d'âmes minces se sont en effet, produites avant mise en jeu des forces de précontrainte.

L'on peut craindre que dans une âme trop sollicitée au cisaillement, l'action simultanée de ce dernier et de différences de retrait ne provoque l'apparition de fissures. Si l'âme n'est pas cousue d'aciers,

il peut alors, sous l'action des forces de précontrainte, se produire dans la poutre des mouvements qui tendent à sa dislocation. Des armatures secondaires analogues à celles du béton armé ont, pour cette raison, été exigées pour les poutres dont les âmes sont soumises à des contraintes de cisaillement excessives, mais non pour les autres.

Le critère qui permet de distinguer les deux cas est basé sur les conditions de stabilité de l'âme en service, les différences de retrait supposées disparues. Selon le rapport des contraintes de cisaillement et de compression de l'âme, les fractures ou fissures qui pourraient s'y produire par défaut accidentel du béton peuvent avoir le caractère de ruptures par compression où les deux lèvres de la fracture tendent à glisser l'une sur l'autre sans s'écarter, ou bien de ruptures par traction où ces deux lèvres tendent à s'écarter l'une de l'autre. C'est en ce dernier cas seulement que la présence d'étriers peut être utile et est exigée (1).

La quatrième exception autorise des marges de sécurité moindres que celles de service pendant la construction des ouvrages. Sa justification réside dans les errements suivis dans les modes de construction classiques, la construction métallique en particulier.

D'autre part des risques spéciaux d'instabilité peuvent apparaître dans les parties d'ouvrages où la précontrainte totale est mise en jeu avant l'application complète des charges. Il a été admis d'y parer par l'emploi d'armatures agissant temporairement comme des armatures principales tendues de béton armé. A cet égard des précautions ont été édictées pour que les glissements relatifs de l'acier et du béton, qui sont inhérents au fonctionnement du béton armé, ne puissent compromettre la continuité et l'intégrité des pièces précontraintes, et pour que la présence des armatures, provisoirement tendues, qui seront ultérieurement comprimées en service ne diminue pas alors la résistance des pièces. La justification des dites précautions peut nécessiter le calcul de la largeur de fissures de traction éventuelles. Les principes sur lesquels il s'appuie permettent également d'évaluer les suppléments de contrainte qu'impose aux armatures ordinaires normalement comprimées en service, leur utilisation provisoire en traction pendant la construction. Ces suppléments s'écartent peu d'une valeur moyenne, qu'il est toujours suffisant de prendre en compte, et que permet d'évaluer la formule qui figure aux commentaires.

(1) Des éclaircissements plus étendus sur ce point particulier sont donnés à l'annexe IV.

ARTICLE 12. — *Mise en tension et tension de service des armatures de précontrainte*

Aucune limite réglementaire n'est fixée à la tension de service des armatures de précontrainte, puisque cette dernière s'apprécie à partir de la tension initiale.

Ce point, sur lequel le projet d'Instructions innove sur tous les textes réglementaires antérieurs, demande des éclaircissements particuliers.

La contrainte d'une armature de précontrainte n'est jamais susceptible de dépasser en service la contrainte qui lui a été imposée lors de sa mise en tension. A condition en effet que le béton ne se fissure pas, ce que garantit le non-dépassement des contraintes admissibles, les majorations de contrainte qui peuvent être imposées à l'armature par les allongements du béton en service, sont toujours inférieures à la diminution de sa contrainte initiale, qui résulte de la relaxation de l'acier, et du retrait et du fluage du béton. La mise en tension des armatures de précontrainte apparaît ainsi comme une épreuve individuelle de chaque armature qui garantit sa résistance à l'égard de sa tension statique.

La Commission, d'autre part, s'est préoccupée de la résistance des armatures de précontrainte à la fatigue, étant donné que l'amplitude des variations de contrainte, admissible à cet égard, diminue quand s'élève la contrainte moyenne.

Les seuls ouvrages qui pourraient être affectés par le phénomène de fatigue de leurs armatures sont ceux dans lesquels les surcharges sont susceptibles de se répéter un grand nombre de fois et sont donc rapidement appliquées. Or, les variations de contrainte des armatures de précontrainte étant, sous l'action de surcharges rapidement appliquées, de l'ordre de cinq à six fois les variations de contrainte du béton à leur niveau, ces variations apparaissent comme relativement très faibles pour l'acier eu égard aux taux de sollicitation pratiquement possibles pour le béton.

Les quelques expériences de fatigue exécutées sur des poutres précontraintes semblent avoir confirmé la bonne tenue à la fatigue des armatures de précontrainte tendues aux taux usuellement pratiqués.

Les possibilités pratiques que l'on a de mettre en tension des armatures de précontrainte sans les rompre, limitent, d'ailleurs, les tensions maxima que l'on peut leur appliquer.

D'autre part, l'évolution des aciers pour armatures de précontrainte ne permet pas aujourd'hui de déterminer les limites de contraintes au-dessus desquelles la fatigue pourrait devenir un danger.

Dans ces conditions la Commission n'a pas jugé utile pour la sécurité des ouvrages de limiter la contrainte des armatures de précontrainte et a craint qu'une limitation qui ne pourrait être qu'arbitraire n'apparut un jour comme une entrave au progrès.

ARTICLE 14. — *Sécurité par rapport aux surcharges*

Sauf circonstances spéciales, on ne peut être assuré que les surcharges maxima de calcul d'un ouvrage ne puissent être dépassées, car leur estimation, qu'elle soit réglementaire ou non, a un caractère aléatoire. Il est donc indispensable qu'un ouvrage présente une sécurité convenable vis-à-vis d'une augmentation imprévue des surcharges.

Dans les modes de construction classiques, on peut rencontrer des ouvrages où les vérifications prescrites ne conduisent pas, à l'égard des surcharges, à la sécurité voulue; le jugement des ingénieurs a dû, en certains cas, suppléer aux lacunes réglementaires, en particulier dans ceux où les contraintes ne sont pas proportionnelles aux efforts totaux appliqués.

Il en est ainsi dans les constructions en béton précontraint; mais les circonstances de l'ordre envisagé se présentent ici plus fréquemment, parce que les forces de précontrainte varient peu avec les surcharges. Il est possible notamment d'établir le projet de poutres qui, satisfaisant aux conditions de calcul posées par l'article 11, ne présentent qu'une sécurité à la rupture par rapport aux surcharges nettement inférieure à 2. Ces poutres sont exceptionnelles et la très grande majorité des constructions précontraintes aujourd'hui réalisées ne se trouve pas dans ce cas. Cependant, il en résulte la possibilité de dangers sérieux pour certaines constructions, contre lesquels il y a lieu de se prémunir.

C'est pourquoi la Commission a estimé nécessaire d'exiger des vérifications Complémentaires de sécurité, en cas d'accroissements accidentels des surcharges. Les répercussions d'une telle prescription ne peuvent avoir qu'une incidence économique très faible, alors qu'elle apporte une garantie de sécurité considérable.

Deux cas très différents se présentent en raison du comportement des constructions en béton précontraint, celui de la flexion des poutres (et des dalles) et celui des autres modes de sollicitation.

Une poutre précontrainte par armatures qui a été soumise à un moment de flexion supérieur au moment maximum pour lequel elle a été calculée, et qui s'est fissurée de ce fait, retrouve son intégrité après déchargement et ne perd pas de ses qualités primitives, pourvu que l'effort appliqué n'ait pas été trop grand. Cette propriété des poutres précontraintes autorise en général à les utiliser sous des moments de service relativement voisins des moments dits de transformation qui entraînent leur fissuration, sans craindre qu'elles aient à souffrir gravement d'un dépassement accidentel des surcharges maxima prises en compte dans le calcul.

Pour qu'il en soit effectivement ainsi, il faut adopter des dispositions telles qu'il y ait un écart suffisant entre le moment maximum de service et le moment de rupture d'une poutre.

La Commission a estimé qu'il convenait que cette poutre ne fut pas susceptible de se rompre dans le cas où les surcharges, disposées de la façon la plus défavorable, doubleraient de valeur; ceci implique qu'une marge soit réservée entre le moment total qui serait supporté par la poutre dans ce cas, et son moment effectif de rupture.

Pour l'appréciation de la valeur à attribuer à cette marge, il a paru nécessaire de faire état de ce que les poutres précontraintes par armatures peuvent se rompre par flexion suivant deux mécanismes différents, selon que ce sont leurs aciers ou la section de leur membrure comprimée qui sont insuffisants.

La rupture par insuffisance de l'acier est celle qui se produit le plus généralement et les essais ont été assez nombreux à cet égard pour que l'on puisse apprécier le moment de rupture dans ce cas avec une précision suffisante. La formule correspondante a été introduite dans les commentaires.

La rupture par insuffisance du béton comprimé est exceptionnelle, et les essais ne fournissent actuellement que des renseignements incomplets quant à l'évaluation du moment de rupture. Les expressions des valeurs du moment résistant de rupture du béton d'une section rectangulaire et d'une section à hourdis épais qui figurent aux commentaires paraissent mériter quelque confiance : on n'a point en effet observé de poutre qui se soit rompue par insuffisance du béton et dont le moment résistant de rupture du béton, calculé par la formule en cause, était supérieur au moment effectif de rupture; alors qu'on a observé que se rompaient par insuffisance de l'acier, des poutres dont le moment effectif de rupture était égal ou légèrement supérieur au moment résistant de rupture du béton, calculé par ladite formule. La formule relative au moment résistant de rupture du béton d'un hourdis mince repose sur des hypothèses, et bien que l'expérience du béton armé semble indiquer qu'elle soit

raisonnable, elle n'a point subi le contrôle des essais. D'autre part, à la plus ou moins grande incertitude du calcul selon le cas, s'ajoute toujours celle qui règne sur l'appréciation de la résistance vraie du béton.

C'est pourquoi la Commission s'est arrêtée à des valeurs de marge entre moment de rupture et moment total sous surcharges doublées fort différentes pour la rupture par insuffisance de l'acier (10 %) et pour la rupture par insuffisance du béton (30 %).

Parmi les cas de sollicitation des constructions autres que la flexion, le plus important est celui de l'effort tranchant dans les poutres. Peu d'expériences ont été effectuées à ce jour dans ce domaine. Elles ont cependant montré que la ruine d'une poutre peut résulter de la rupture de l'âme par l'effort tranchant. Cette ruine a un caractère brutal et ne s'accompagne d'aucune grande déformation avant rupture, à l'inverse de ce qui se produit pour la flexion. Des règles de sécurité s'avèrent d'autant plus nécessaires que, dans nombre de poutres, les efforts tranchants de service sont compensés par l'inclinaison qui est donnée sur la fibre moyenne de la poutre aux armatures de précontrainte et qu'ainsi, dans le cas où le doublement des surcharges n'entraîne que le doublement de l'effort tranchant correspondant, les contraintes de cisaillement de l'âme peuvent être, non pas seulement doublées, mais triplées.

Dans un but de simplification, la Commission a estimé que les vérifications de la résistance à la rupture devaient être basées sur la considération des efforts développés par le doublement des surcharges, comme dans le cas de la flexion; et eu égard à l'absence de grandes déformations avant rupture et à l'insuffisance des résultats expérimentaux, que ces vérifications ne pouvaient être conduites que suivant les principes de l'article 11 de façon à réserver l'intégrité du béton.

Il était indispensable, pour que l'article 14 ne substituât pas une règle plus sévère aux règles édictées par l'article 11, d'adopter un domaine de sécurité plus large en ce qui concerne les sollicitations de béton sous surcharges doublées. La Commission a estimé raisonnable de doubler l'étendue du domaine de sécurité du béton, ce qui réserve, par rapport à la rupture de ce dernier, un coefficient de sécurité de l'ordre de 1,8.

TITRE IV

Exécution des ouvrages. — Épreuves

ARTICLE 18. — *Exécution des ouvrages*

Le but visé par la Commission dans la rédaction du texte et de ses commentaires a été d'inciter à apporter du soin et un esprit scientifique convenable dans l'exécution des ouvrages en béton précontraint, et en particulier dans les opérations nécessaires à la création des forces de précontrainte.

Le président de la Commission,

L. GRELOT.

Le rapporteur,

J.-R. ROBINSON.

ANNEXE N° III

A LA CIRCULAIRE N° 141 DU 26 OCTOBRE 1953

RECOMMANDATIONS
POUR LA RÉDACTION
DES DEVIS PARTICULIERS
DES MARCHÉS DE CONSTRUCTION
ET POUR L'EXÉCUTION
DES OUVRAGES EN BÉTON PRÉCONTRAINTE

Composition et fabrication du béton

Le principe essentiel à respecter est que l'origine et les diverses caractéristiques des pierrailles et du sable, la nature, la classe et l'origine du ciment, les proportions du mélange de ces éléments, ainsi que la quantité d'eau de gâchage, ne doivent être choisies qu'après étude par une méthode rationnelle et contrôle par essais de résistance.

Il y a en général intérêt à laisser le soin de cette étude à l'entrepreneur. Le devis particulier devra donc lui imposer la charge de présenter à l'agrément de l'Ingénieur des propositions, assorties de justifications, relatives à la composition du béton qu'il estime devoir adopter pour obtenir effectivement les résistances escomptées.

Le devis particulier devra cependant, sauf exception, imposer le dosage du ciment. Ce dernier peut être ordinairement fixé pour les parties courantes des ouvrages à 400 kg/m^3 de béton en œuvre. Le bétonnage de certaines parties d'ouvrages (parties localement frettées, joints, etc.) peut entraîner des augmentations du dosage qui devront être étudiées et justifiées en corrélation avec les modifications à apporter aux caractéristiques des pierrailles et du sable et à leurs proportions.

Le devis particulier fixera, si besoin est, dans des conditions analogues à celles qui sont prévues pour le béton pour béton armé par le Cahier des charges général, les limitations convenables à la liberté du choix de l'entrepreneur en ce qui concerne la provenance, la nature et la granulométrie des pierrailles et du sable, et la nature et la provenance du ciment à utiliser.

Le béton devra toujours être fabriqué mécaniquement.

La mise en place et le serrage du béton seront toujours assurés par la vibration mécanique. Les dispositions du premier alinéa du paragraphe c de l'article 105 du cahier des charges général sont à cet égard applicables. Le mémoire détaillé, visé à ce texte, devra indiquer les positions des vibrateurs s'ils sont fixes, et comporter un programme de vibration s'ils sont mobiles.

Si, par suite d'un incident imprévu, une reprise accidentelle devient nécessaire sur un béton dont la prise soit assez avancée pour qu'il ne soit pas acceptable de le vibrer de nouveau, la reprise du bétonnage ne sera autorisée que sur l'ordre de l'Ingénieur et après qu'auront été effectuées les démolitions que ce dernier aura jugées nécessaires pour assurer au joint de reprise une position et une orientation convenables.

Les coffrages devront présenter les qualités de résistance, d'étanchéité et, éventuellement, de souplesse qui pourraient être nécessaires eu égard aux dispositions prévues pour le serrage mécanique du béton.

D'une façon générale, restent applicables à l'exécution du béton précontraint, les prescriptions du Cahier des charges général relatives à l'exécution du béton armé en ce qu'elles ne sont pas contraires aux recommandations qui précèdent. Mention expresse devra être faite au devis particulier des dérogations apportées à ces prescriptions.

Qualités des armatures de précontrainte

Les caractéristiques mécaniques principales des armatures de précontrainte devront être imposées, en particulier la limite élastique conventionnelle et la limite de rupture.

Les essais de réception devront être définis en ce qui concerne leur nature, le nombre des éprouvettes à essayer et les résultats à obtenir. Des essais de traction seront toujours prévus, le relevé du diagramme tension-déformation pouvant être éventuellement exigé. Des essais de pliage, de relaxation, etc., pourront être prévus si besoin est, notamment lorsqu'il s'agit d'aciers n'ayant pas encore été utilisés, ou ne l'ayant été que rarement.

Pour les armatures qui doivent être tendues sur le béton durci, les conditions de l'obtention sur le chantier d'armatures parfaitement rectilignes avant leur mise en œuvre devront être imposées : emploi de fils autodérouleurs ou écrouissage individuel des fils par traction, s'il s'avère nécessaire.

Mise en œuvre des armatures de précontrainte

L'emploi de gaines métalliques étanches devra être exigé pour les armatures de précontrainte, destinées à être tendues par traction sur le béton durci, qui seraient mises en place dans les moules avant bétonnage. Les conditions de fabrication de ces gaines, les dispositions prévues pour leur assurer une résistance à l'écrasement suffisante et une étanchéité complète à la laitance de ciment devront être agréées par l'Ingénieur.

Un blindage métallique devra être exigé dans les parties courbes des gaines réservées pour le passage des armatures de précontrainte destinées à être tendues par traction sur le béton durci, et à être mises en place après bétonnage.

ANNEXE N° IV
À LA CIRCULAIRE N° 141 DU 26 OCTOBRE 1958

EXPLICATIONS COMPLÉMENTAIRES

RELATIVES

À LA TROISIÈME EXCEPTION
À LA RÈGLE GÉNÉRALE DE SÉCURITÉ,
FORMULÉE À L'ARTICLE 11 DES INSTRUMENTS

Par la troisième exception à la règle générale de sécurité qu'il formule, l'article 11 des Instructions prescrit de prévoir des étriers dans les âmes des poutres lorsque en quelque point de ces âmes, la contrainte principale extrême de traction dépasse en valeur absolue les 4/49 de la contrainte principale extrême de compression. Ce rapport est justifié par les considérations qui suivent.

Le point de contact, M, d'un cercle de MOHR de rupture, C_r , et de la courbe intrinsèque I, peut avoir une abscisse positive ou négative dans le plan de la représentation des contraintes.

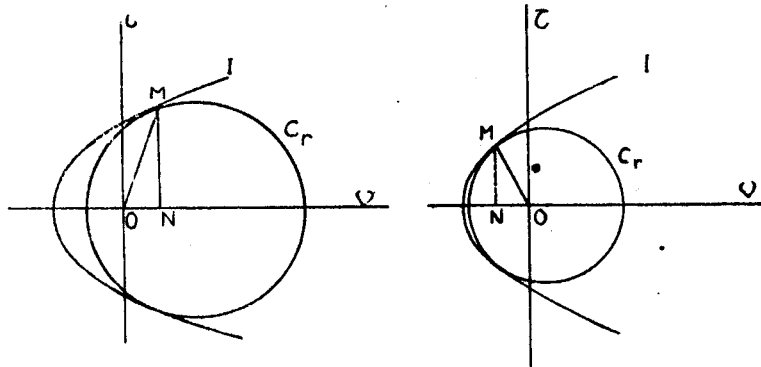


Figure 1

Figure 2

Dans le premier cas (fig. 1), la composante normale, ON, de la contrainte de rupture étant une compression, les deux lèvres de la fracture ou fissure ne tendent pas à s'écarter. Dans le second (fig. 2), la composante normale étant une traction, les deux lèvres de la fissure tendent au contraire à s'écarter. La présence d'étriers ne peut être utile que dans le second cas.

Lorsque les contraintes principales extrêmes de rupture, inférieure N_1 , et supérieure N_3 , sont de signes contraires le rapport $N_3/|N_1|$ est une fonction croissante de l'abscisse du point N, si l'on considère, selon l'usage, les compressions comme positives. On pourra donc apprécier si un état de contrainte de rupture correspond au premier cas ou au second, en comparant la valeur du rapport $N_3/|N_1|$ qui lui correspond à la valeur que prend ce rapport pour le cercle de MOHR de rupture C_r , dont le point de contact avec la courbe intrinsèque a une abscisse nulle.

La représentation analytique de M. Caquot permet de calculer les coordonnées du point de contact d'un cercle de rupture et de la courbe intrinsèque. Cette dernière y est définie comme l'enveloppe des cercles de rupture :

$$(a) \quad (v - p)^2 + \tau^2 = r^2$$

dont l'abscisse du centre p , et le rayon r , sont liés par la relation

$$(b) \quad (p + T)^2 = r^2 + r^3/R$$

où T représente en valeur absolue la résistance de rupture par traction du béton et où $R = 1,509 N$ lorsque le rapport N/T des résistances de rupture par compression N , et par traction du béton est égal à 13, valeur qu'il y a le plus souvent lieu d'admettre dans les projets.

D'après la théorie des enveloppes, l'abscisse du point de contact du cercle et de son enveloppe a pour expression :

$$(c) \quad v = (3pr - 2TR) / (2R + 3r)$$

Elle est nulle si :

$$(d) \quad 3pr - 2TR = 0$$

Les deux équations (b) et (d) permettent de déterminer p et r . L'on obtient, calculs effectués :

$$p = 3,32 N \quad r = 3,94 N$$

d'où :

$$N_3 = p + r = 7,26 \quad N_1 = p - r = -0,62 N$$

et :

$$N_3/|N_1| = 11,7$$

Soit maintenant un état de contrainte en service en un point de l'âme d'une poutre, défini par les valeurs n_3 (positive) et n_1 (négative) des contraintes principales extrêmes.

L'on admet qu'un béton altéré en ce point, dans des conditions susceptibles d'y entraîner une rupture ou une fissure, peut être caractérisé par une courbe intrinsèque réduite, réduction homothétique de la courbe intrinsèque du béton sain, par rapport à l'origine des axes dans le plan du cercle de MOHR. Dans ces conditions, si $n_3/|n_1|$ est supérieur à 11,7, le point de contact du cercle de MOHR

et de la courbe intrinsèque réduite du béton altéré aura une abscisse positive et la présence d'étriers ne sera pas justifiée. Ce sera le contraire si le rapport n_3/n_1 est inférieur à 11,7.

La valeur de n_3/n_1 , qui sépare réglementairement les deux cas, a été portée à 49/4, soit 12,25 par mesure de sécurité d'une part, et pour les raisons de simplicité qui suivent, d'autre part.

Pour cette valeur, en effet, dans le cas le plus courant d'une précontrainte uniquement longitudinale, la contrainte, n , de compression qui s'exerce sur un élément de plan de section droite de la poutre, et la contrainte, t , de cisaillement qui s'exerce sur cet élément

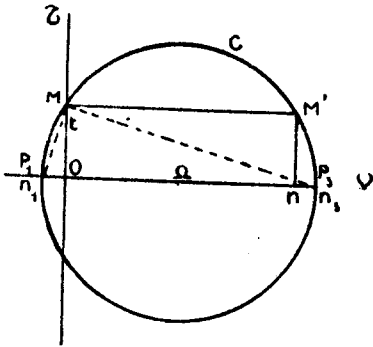


Figure 3

de plan et sur l'élément normal à lui et au plan moyen de l'âme, sont liés rationnellement entre eux et à n_3 . Dans le triangle rectangle $P_1 M P_3$ de la figure 3, qui représente le cercle de MOHR correspondant à l'état de contrainte en cause, OM est hauteur :

$$OM^2 = OP_1 \times OP_3$$

soit :

$$t^2 = |n_1| n_3 = 4 n_3^2 / 49$$

d'où :

$$n_3 = 7t/2$$

L'abscisse du centre Ω du cercle C est égale à $n/2$ et aussi à la moyenne des contraintes principales extrêmes, d'où :

$$n = n_1 + n_3 - n_3 - |n_1| = n_3 (1 - 4/49) = t \times 7 \times 45/2 \times 49 = 45t/14$$

et de la contrainte principale extrême du béton allié avec une valeur positive et la présence d'acier ne sera pas justifiée. Ce sera le cas si le rapport n_3/n_1 est inférieur à 11,7.

La valeur de n_3/n_1 qui sépare réglementairement les deux cas a été portée à 49/4, soit 12,25 par mesure de sécurité d'une part pour les raisons de simplicité qui suivent, d'autre part.

Pour cette valeur, en effet, dans le cas le plus courant d'une contrainte uniquement longitudinale, la contrainte, n , de compression qui s'exerce sur un élément de plan de section droite du pont, et la contrainte, t , de cisaillement qui s'exerce sur cet élé-

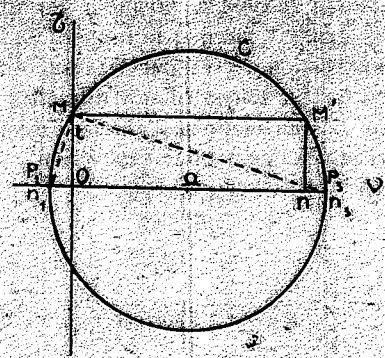


Figure 3

de plan et sur l'élément normal à lui et au plan moyen de l'âme, sont liés rationnellement entre eux et à n_3 . Dans le triangle rectangle $P_1 M P_3$ de la figure 3, qui représente le cercle de MOHR pendant à l'état de contrainte en cause, OM est hauteur :

$$OM^2 = OP_1 \times OP_3$$

soit :

$$t^2 = |n_1|n_3 = 4n_3^2/49$$

d'où :

$$n_3 = 7t/2$$

L'abscisse du centre Ω du cercle C est égale à $n/2$ et au double de la moyenne des contraintes principales extrêmes, d'où :

$$n = n_1 + n_3 = n_3 - |n_1| = n_3(1 - 4/49) = t \times 7 \times 45/2 \times 49 =$$

et de la courbe intrinsèque réduite du béton altéré aura une abscisse positive et la présence d'étriers ne sera pas justifiée. Ce sera le contraire si le rapport n_3/n_1 est inférieur à 11,7.

La valeur de n_3/n_1 , qui sépare réglementairement les deux cas, a été portée à 49/4, soit 12,25 par mesure de sécurité d'une part, et pour les raisons de simplicité qui suivent, d'autre part.

Pour cette valeur, en effet, dans le cas le plus courant d'une précontrainte uniquement longitudinale, la contrainte, n , de compression qui s'exerce sur un élément de plan de section droite de la poutre, et la contrainte, t , de cisaillement qui s'exerce sur cet élément

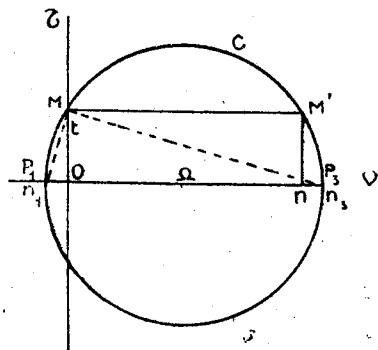


Figure 3

de plan et sur l'élément normal à lui et au plan moyen de l'âme, sont liés rationnellement entre eux et à n_3 . Dans le triangle rectangle $P_1 M P_3$ de la figure 3, qui représente le cercle de MOHR correspondant à l'état de contrainte en cause, OM est hauteur :

$$OM^2 = OP_1 \times OP_3$$

soit :

$$t^2 = |n_1| n_3 = 4 n_3^2 / 49$$

d'où :

$$n_3 = 7 t / 2$$

L'abscisse du centre Ω du cercle C est égale à $n/2$ et aussi à la moyenne des contraintes principales extrêmes, d'où :

$$n = n_1 + n_3 = n_3 - |n_1| = n_3 (1 - 4/49) = t \times 7 \times 45/2 \times 49 = 45 t / 14$$

MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS, DES TRANSPORTS ET DU TOURISME

CIRCULAIRE n° 142 du 26 octobre 1953

Direction du personnel, de la comptabilité et de l'administration générale
Personnel. — 4^e bureau)

(Non publiée au J. O.)

OBJET : Variation dans la masse des travaux. — Passation d'avenants. — Modification de la circulaire du 30 décembre 1910 (1).

Classement : T. P. 135.

Le ministre des travaux publics, des transports et du tourisme,
à MM. les ingénieurs en chef des ponts et chaussées.

L'application de l'article 30 du cahier des clauses et conditions générales imposées aux entrepreneurs des travaux des ponts et chaussées a donné lieu à des divergences d'interprétation entre les départements ministériels des finances et des travaux publics.

Après avoir pris l'accord de M. le ministre des finances et des affaires économiques, j'ai décidé de préciser les prescriptions contenues dans le paragraphe 2 de la circulaire du 30 décembre 1910 relative à la rédaction des projets, la passation des marchés et l'exécution des travaux et de remplacer, en conséquence, le texte de l'alinéa (d) de ce paragraphe par le suivant :

« § 2. d. Sauf circonstances exceptionnelles, éviter d'insérer dans les devis des dérogations au cahier des clauses et conditions générales autres que celles qui sont autorisées par des instructions ministérielles.

« En ce qui concerne notamment les articles 30 et 31, les dérogations ne doivent être insérées que dans le cas où la nature des travaux ne permet pas d'évaluer de façon suffisamment précise les quantités d'ouvrages à exécuter. Lorsque les ingénieurs estimeront qu'ils se trouvent en présence d'un de ces cas, ils auront à me pro-

(1) Il a été tenu compte du rectificatif paru ultérieurement.

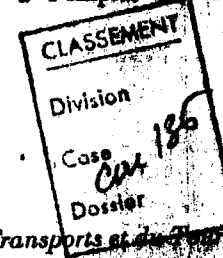
CIRCULAIRE n° 141 du 26 octobre 1953

(Direction du personnel, de la comptabilité et de l'administration générale. —
Personnel. — 4^e bureau)

(Non publiée au Journal officiel)

OBJET : Instructions provisoires relatives à l'emploi du béton
précontraint.

Classement : T. P. 125/136.



Le Ministre des Travaux Publics, des Transports et du Tourisme,
à MM. les Ingénieurs en chef des Ponts et Chaussées,

En raison du développement des applications du béton précontraint, il a paru nécessaire à mon Administration de faire connaître aux Ingénieurs les conditions dans lesquelles les ouvrages construits avec ce matériau présentent des garanties de stabilité et de sécurité comparables à celles que l'on rencontre dans les modes de construction classiques.

Le Conseil général des Ponts et Chaussées, chargé de l'étude de cette question, en a confié l'examen à une commission spéciale dont il a ensuite étudié, amendé et adopté les propositions.

J'ai décidé d'approuver les textes proposés par le Conseil général des Ponts et Chaussées que vous trouverez ci-après en annexe, sous les numéros I, II, III et IV.

L'annexe I est constituée par les Instructions provisoires. Elles sont accompagnées de commentaires explicatifs en regard du texte et suivies d'exemples de calcul et de formules destinés à faciliter leur application.

L'annexe n° II est un extrait du rapport justificatif, en date du 5 février 1953, de la commission spéciale du Conseil général des Ponts et Chaussées chargée de préparer les instructions.

L'annexe III contient des recommandations pour la rédaction des devis particuliers des marchés de construction des ouvrages en béton précontraint et pour l'exécution de ces derniers.

Série G. P. I.

J. U. 301784. O.

et de la courbe intrinsèque réduite du béton altéré aura une abscisse positive et la présence d'étriers ne sera pas justifiée. Ce sera le contraire si le rapport $n_3/|n_1|$ est inférieur à 11,7.

La valeur de $n_3/|n_1|$, qui sépare réglementairement les deux cas, a été portée à 49/4, soit 12,25 par mesure de sécurité d'une part, et pour les raisons de simplicité qui suivent, d'autre part.

Pour cette valeur, en effet, dans le cas le plus courant d'une précontrainte uniquement longitudinale, la contrainte, n , de compression qui s'exerce sur un élément de plan de section droite de la poutre, et la contrainte, t , de cisaillement qui s'exerce sur cet élément

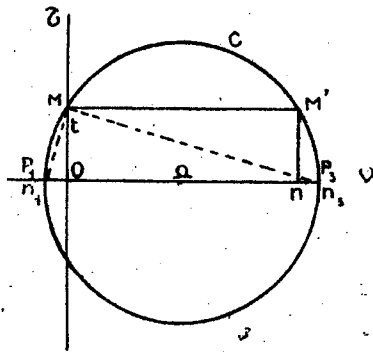


Figure 3

de plan et sur l'élément normal à lui et au plan moyen de l'âme, sont liés rationnellement entre eux et à n_3 . Dans le triangle rectangle $P_1 M P_3$ de la figure 3, qui représente le cercle de MOHR correspondant à l'état de contrainte en cause, OM est hauteur :

$$OM^2 = OP_1 \times OP_3$$

soit :

$$t^2 = |n_1| n_3 = 4 n_3^2 / 49$$

d'où :

$$n_3 = 7 t / 2$$

L'abscisse du centre Ω du cercle C est égale à $n/2$ et aussi à la moyenne des contraintes principales extrêmes, d'où :

$$n = n_1 + n_3 = n_3 - |n_1| = n_3 (1 - 4/49) = t \times 7 \times 45/2 \times 49 = 45 t / 14$$